



TITLE:

# 中低層鋼構造筋かい骨組の耐震性能評価と変形性能に立脚した設計法の提案( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

加登, 美喜子

---

CITATION:

加登, 美喜子. 中低層鋼構造筋かい骨組の耐震性能評価と変形性能に立脚した設計法の提案. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14610>

RIGHT:

許諾条件により本文は2009-09-23に公開

中低層鋼構造筋かい骨組の耐震性能評価と  
変形性能に立脚した設計法の提案

2009 年 3 月

加登美喜子

# 目次

<b>第 1 章 序章</b>	<b>1</b>
1.1 はじめに	1
1.2 論文の構成	3
第 1 章 参考文献	4
発表論文リスト	5
<b>第 2 章 筋かい構造の耐震計算</b>	<b>8</b>
2.1 はじめに	8
2.2 筋かいの特性	8
2.3 日本における筋かい構造の耐震設計に関する規定	9
2.3.1 建築基準法上の筋かい構造の耐震計算に関する規定	9
2.3.2 鋼構造限界状態設計指針・同解説による筋かい構造の耐震計算に関する規定	12
2.4 米国における筋かい構造の耐震計算に関する規定	14
2.4.1 米国の規準及び指針	14
2.4.2 静的解析による耐震設計	15
2.4.3 設計用地震荷重	15
2.4.4 筋かい構造の耐震設計規定	23
2.5 欧州における筋かい構造の耐震計算に関する規定	23
2.6 細長比と終局強度	24
2.6.1 筋かいの種別	24
2.6.2 筋かい構造に要求される耐力	26
2.6.3 筋かい構造の保有水平耐力	26
2.7 まとめ	29
第 2 章 参考文献	29
<b>第 3 章 筋かい付き剛接ラーメン構造の弾塑性挙動</b>	<b>31</b>
3.1 はじめに	31
3.2 設計方針・解析方針	31
3.2.1 設計方針	31
3.2.2 解析方針	35

3.3 等価 1 質点系モデル	36
3.3.1 等価 1 質点系モデルへの置換方法	36
3.3.2 解析モデル	44
3.3.3 固有周期	45
3.3.4 時刻歴応答解析結果	47
3.4 3 階建て筋かい付き剛接ラーメン構造	52
3.4.1 基準モデルと等価 1 質点系モデルとの比較	52
3.4.2 各層で筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデル	57
3.4.3 各層で筋かいの細長比 $\lambda$ が異なるモデル	59
3.4.4 一組の筋かいの耐力を $2N_c$ として設計した場合の比較	61
3.5 6 階建て筋かい付き剛接ラーメン構造	63
3.5.1 基準モデル	63
3.5.2 各層で筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデル	67
3.5.3 各層で筋かいの細長比 $\lambda$ が異なるモデル	69
3.5.4 柱・大梁を JIS 規格としたモデル	72
3.6 まとめ	74
第 3 章 参考文献	76
<b>第 4 章 筋かい構造の層間変形集中</b>	<b>78</b>
4.1 はじめに	78
4.2 せん断力分担率 100% の筋かい構造の特性	78
4.3 鉛直荷重支持柱の効果を示す解析解	81
4.3.1 柱脚がピン接合の場合	81
4.3.2 柱脚が剛接合の場合	84
4.4 鉛直荷重支持柱を考慮した骨組の解析	86
4.4.1 時刻歴応答解析	86
4.4.2 鉛直荷重支持柱に要求される剛性と耐力	90
4.5 設計条件の異なる骨組に対する検討	93
4.5.1 6 階建てモデル	93
4.5.2 構造特性係数 $D_s$ を変数とした解析モデル	97
4.5.3 細長比 $\lambda$ を変数とした解析モデル	98
4.6 まとめ	99
第 4 章 参考文献	101

<b>第 5 章 乾式間仕切り壁の耐震性能実験</b>	<b>102</b>
5.1 はじめに	102
5.2 軽量鉄骨下地間仕切り壁の概要	102
5.2.1 軽量鉄骨下地間仕切り壁の規格	102
5.2.2 軽量鉄骨下地間仕切り壁の施工方法	102
5.2.3 軽量鉄骨下地間仕切り壁の層間変位追従性	103
5.3 軽量鉄骨下地間仕切り壁の試験体	103
5.3.1 試験体の概要	103
5.3.2 軽量鉄骨下地間仕切り壁試験体の詳細	105
5.4 加力と計測	106
5.5 実験結果	107
5.5.1 試験体の損傷	107
5.5.2 荷重変形関係	122
5.5.3 抵抗機構	123
5.5.4 すべり量	124
5.5.5 石膏ボードのひずみ量	127
5.6 損傷と補修費用	129
5.7 まとめ	132
第 5 章 参考文献	133
 <b>第 6 章 結論</b>	 <b>134</b>
 <b>謝辞</b>	 <b>139</b>

# 第1章 序章

## 1.1 はじめに

世界有数の地震国である我が国の耐震設計は、大地震による被害を教訓として日々進歩し続けている。特に、建築構造物だけでなく、都市機能をも破壊した1995年の兵庫県南部地震の被害<sup>1.1~1.8)</sup>は、我が国の耐震設計手法や技術の進歩に大きな影響を及ぼしている。

兵庫県南部地震を代表とする大地震による被害の教訓を背景として、人命確保という大命題だけではなく、建築物の資産確保を意識した性能設計<sup>1.9)</sup>が近年注目されている。性能設計においては、建築物の資産確保のなかでも、とりわけ、機能性の確保、損傷の最小化、継続使用が重要視されている。これらを考慮して、建築物に対して、機能保持限界、許容損傷限界、安全限界等の目標性能レベルを明確にし、その目標レベルを達成することが性能設計の根本となる。

我が国の耐震基準<sup>1.10)</sup>は、高さ60m以下の中低層建築物においては、中小地震に対しては構造部材を弾性範囲にとどめる1次設計と、再現期間500年程度の大地震に対しては構造部材に塑性化を許容する2次設計からなる。2次設計では、構造物の保有水平耐力が、強度と塑性変形能力に応じて定められる必要保有水平耐力を上回ることが要求される。この設計手法は、地震力により構造物に生じる慣性力を静的な地震荷重に置き換えた静的解析に基づいており、一般の中低層建築物は適用される。

性能設計において、目標性能レベルを達成するためには、工学的には、目標性能レベルに対する建築物の損傷を精度よく推定することが重要な課題であり、それを測る工学的指標の一つが最大変形である。大地震を対象とした2次設計では、静的解析に基づき、大地震に対応する設計用地震荷重に対して建築物が崩壊しないことを確認するだけで、建築物の損傷を推定する最大変形を陽な形では考慮していないため、2次設計を満足することと、性能設計の目標性能レベルを満足することは必ずしも一致していない。中低層建築物の大地震時の動的挙動を正しく把握することは、損傷を推定するうえで重要である。

構造設計実務では、建築物ごとに耐震安全性、すなわち、資産確保のグレードを定めた耐震グレードを建築主に説明し決定すること、また、耐震安全性に対応した構造計画を提案することによって性能設計が指向されている。地震による振動エネルギーを吸収する機構を架構に付加することで建築物の振動を制御する制震構造<sup>1.11)</sup>や、建築物の下部にその機構を集中させ、上部構造の応答加速度や最大変形を制御する免震構造が提案され、徐々に適用されている。一方、厳しい経済活動のなかで、高い耐震性の確保は建築主にとっても負担でもあり、特に、高さ60m以下の建物については、建築基準法上、耐震性能を時刻歴応答解析により確認することが要求されていないこともあり、中低層鋼構造建築物におい

て、制振構造や免震構造が採用されることは少ない。

日本では、中低層鋼構造建築物に用いられる形式として、柱に角形鋼管を用いた純ラーメン構造が多く、柱に H 形鋼を用いた筋かい構造が採用されることは少ない。その理由として、以下が挙げられる。

- (1) 無柱空間の確保、平面計画のフレキシビリティの確保等から、建築計画上筋かいを嫌う傾向にある。また、コア周り等筋かいを配置することができる部分が限定されており、それらの位置では柱軸力が小さい場合が多く、大地震時に浮き上がる等の理由から、筋かいの剛性と耐力のバランスを調整するのが難しい。
- (2) 純ラーメン構造とすると、偏心率が小さくなるため、2 次設計時の必要保有水平耐力に対する割り増しがなく、設計がしやすい。一方、筋かい構造とすると、必要保有水平耐力が大きくなり（構造特性係数の上昇）、鉄骨量が増える傾向がある。また、筋かいの細長比、筋かいの分担率、柱梁のランクからなる構造特性係数算定用の組み合わせが細かすぎて、経済設計を考える上でなじみにくい。
- (3) 上記の理由から、日本では、柱に角形鋼管を採用する設計例が増え、水平二方向に同等の耐力をもつ角形鋼管が普及してきた。また、鉄骨加工業者も通しダイアフラムを安価に製作できる環境を整えている。

一方で、純ラーメン構造は、一般的に最大変形が大きく、耐力より変形で部材が決まることが多い。また、最近は経済的な理由から柱梁接合部にノンブラケット方式がとられ、耐震性能が、溶接部に支配されるにもかかわらず、溶接施工の難しさを伴う現場溶接となる場合も多い。中低層鋼構造建築物についても、建築物の資産確保を意識した性能設計を指向するのであれば、最大変形が大きくなりがちな純ラーメン構造ではなく、筋かい構造のように最大変形が小さくなる構造物を採用することも、一つの有力な損傷制御となる。

構造物の最大変形に基づいて、大地震時における建築物の資産確保を考える際、構造部材の性能だけではなく、非構造部材の性能も考慮しなければならないことは過去の地震被害が教えるところである。鉄骨構造における非構造部材のうち、ALC 版、PC 版などの外装材は、スウェイロッキングシステムに代表されるように、ファスナー部にルーズホールを設けることで、躯体の層間変形に追従可能なシステム<sup>1.12)</sup>が構築されている。一方、内装材は建設費に対して大きな割合を占めるにもかかわらず、その耐震性能や躯体の変形に基づいた損傷についての資料が限られている。

また、兵庫県南部地震では、地震を引き起こした断層付近で記録された強震動は、現行の耐震基準で想定している大地震をはるかに超えるレベルであった。現行の 2 段階の地震力を考えてきた設計基準では、2 次設計で想定する大地震を超える地震動に対して、どの程度の余力を有しているかについては十分に検証されていない。地震の活動期に入ると

言われるなか、2 次設計を超える大地震に対する、建築構造物の弾塑性挙動を明らかにし、構造物がもつ構造物の余力を定量化するとともに、より高い耐震安全性を構造物に付与する方法を考える必要もある。

これら建築構造物の耐震設計を取り巻く現状と、性能設計の推進という視点から、本論文では、以下の 2 つの課題について、定量的かつ実践的な情報を提供することを目的とする。

- (1) 性能設計において、目標性能レベルに対する建築物の損傷状況を精度よく推定するための工学的指標の一つが最大変形であることを踏まえて、建築主に特別な経済的負担をかけることなく中低層鋼構造建築物の耐震性を向上させることができる構造形式として、筋かい構造に再度焦点をあてて、この構造を適切に設計するための事項を明らかにする。
- (2) 性能設計において、建築物の資産確保の中でも、とりわけ、機能性の確保、損傷の最小化、継続使用への要求に着目し、建築物の非構造部材、具体的には軽量鉄骨下地間仕切り壁の耐震性能を明らかにする。

## 1.2 論文の構成

本論文は 1 章から 6 章で構成されている。

本論文の目的、背景、構成を示した本章（第 1 章）に続く第 2 章では、中低層鋼構造建物において、大地震時の最大変形を制御する経済的な構造形式の有効な選択肢が筋かい構造であるとの視点に立って、筋かい構造の耐震設計方法を検討する。具体的には、筋かいの特性、設計で一般的に採用されている建築基準法、筋かいの終局限界状態を考慮した日本および諸外国の設計手法を概観し、各設計手法を比較したうえで、筋かい構造が採用されにくい理由として、建築基準法における筋かい構造に対する設計手法が煩雑すぎることで、要求される耐力レベルが必要以上に高いことを示す。

第 3 章では、筋かい付き剛接ラーメン構造の大地震時における弾塑性挙動を検討する。日本の耐震設計において、筋かい構造物は高い剛性が得られるにもかかわらず、筋かい座屈後の筋かい耐力が劣化するので、エネルギー吸収能力に劣るとの見解によって、耐震設計法が定められている。具体的には、2 次設計時に必要な耐力、すなわち構造特性係数を、筋かいの細長比やせん断力分担率を変数として、複雑に定めている。一方、第 2 章に示したように、米国では日本と同程度の設計用地震荷重を要求している地域があるにもかかわらず、筋かい構造の必要耐力は筋かいの細長比やせん断力分担率によらない単純な設計体系となっている。これらを考慮し、再現期間 500 年程度の大地震時に対して、筋かいの細長比やせん断力分担率、構造特性係数による筋かい構造の弾塑性挙動に対する影響を検討



する。

第 4 章では、筋かい構造の層間変形集中を検討する。日本では、筋かい構造と剛接ラーメン構造を併用した筋かい付き剛接ラーメン構造が一般的に採用される。最も経済的な筋かい構造は、長期荷重だけを支持する柱・梁と、地震により生じるせん断力を全て負担する筋かいを組み合わせ、接合部を全てピン接合とすることであるが、この構造形式が採用されることは少ない。その理由として、再現期間 500 年程度の大地震を超えるような地震が発生した際に、冗長性の少ない筋かい構造では特定層に変形が集中する可能性への懸念が挙げられる。全てピン接合とした筋かい構造の適用を考慮して、大地震を超える地震動に対するこの種の構造の弾塑性挙動を明らかにし、許容最大変形を満足させる設計指標を示している。

第 5 章では、軽量鉄骨下地間仕切り実験を詳述する。建物の性能を論じるためには、構造性能に加えて非構造部材の性能を考慮しなければならないが、前述したように、非構造部材の中でも、軽量鉄骨下地間仕切りは建設費の多くの割合を占めているにもかかわらず、その耐震性能が定量化されていない。本章では、実際に使用される寸法で、一般壁、扉付き壁、L 字型壁について静的載荷実験、一部動的載荷実験を行い、変形と損傷の関係を明らかにするとともに、損傷と補修費用の関係について検討している。

第 6 章では、本論文から得られた成果を、各章毎に得られた知見としてまとめている。

## 第 1 章 参考文献

- 1.1) 1995 年兵庫県南部地震災害調査速報，日本建築学会，1995.3.
- 1.2) 1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会，1995.5.
- 1.3) 平成 7 年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，建設省建築研究所，1995.7.
- 1.4) 平成 7 年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会報告書―集大成版―，日本建築センター，1995.7.
- 1.5) 兵庫県南部地震における鋼構造の被害と教訓，日本建築学会，1996.7.
- 1.6) 兵庫県南部地震鋼構造被害調査報告書，日本鋼構造協会，1997.2.
- 1.7) 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，社団法人土木学会関西支部，1998.6.
- 1.8) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編，日本建築学会，1997
- 1.9) 鋼構造性能設計ガイドライン，鋼構造性能設計シンポジウム，日本建築学会，2005.11.
- 1.10) 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，国土交通省住宅局建築指導課，2007.
- 1.11) パッシブ制震構造設計・施工マニュアル，社団法人日本免震構造協会編，2003.

1.12) 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, 日本建築学会, 2003.

## 発表論文リスト

### 審査論文：

1. Masayoshi Nakashima, Mikiko Kato, Taichiro Okazaki : Collaboration between Practice and Research for Development of Steel Construction in Japan, International Journal of Steel Structures, Vol.4 No.4, Dec 2004, pp.249-262
2. 加登美喜子, 日下彰宏, 中島正愛 : 耐震設計規定と耐震性能評価の実践に関する日米比較, 鋼構造論文集, 日本鋼構造協会, 12 巻, 45 号, 2005 年 3 月, pp.71-86
3. 日下彰宏, 加登美喜子, 岡崎太一郎 : 米国信頼性耐震設計の概要と梁の塑性変形能力の確率的評価の日米比較, 鋼構造論文集, 日本鋼構造協会, 12 巻, 45 号, 2005 年 3 月, pp.87-100
4. Tae-Hyung Lee, Mikiko Kato, Tomohiro Matsumiya, Keiichiro Suita, Masayoshi Nakashima : Seismic performance evaluation of non-structural components drywall partitions, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 36 Issue 3, Oct 2006, pp.367-382
5. 加登美喜子, 松宮智央, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 中島正愛 : 軽量鉄骨下地間仕切り壁の耐震性能と修復性の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 614 号, 2007 年 4 月, pp.139-146

### 会議論文：

1. 中島正愛, 加登美喜子 : 静的解析・設計における最大変形の評価ーその限界と効用ー、地震荷重ー性能設計への展望ー論文集、構造委員会振動運営委員会地震荷重小委員会、2003 年 11 月 6 日
2. 加登美喜子 : 設計地震力と動的解析, 2004 年度日本建築学会大会・構造部門・パネルディスカッション資料・日米鋼構造耐震設計の相違, 2004 年 8 月, pp.39-44
3. 加登美喜子, 松宮智央, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 中島正愛 : 軽量鉄骨下地間仕切り壁の耐震・修復性能実証実験, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, 2006 年 11 月, pp.1098-1101
4. Li, Y., Wang, T., Kato, M., Hitaka, T. and Nakashima, M., "Seismic Force Reduction Factor for Equivalent Static Design of Chevron-Braced Steel Frames," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.

### 本論文に関する口頭発表：

1. 日高桃子, 加登美喜子 : 鉄骨柱脚設計に関する日米比較 : 日本地震工学会大会ー2003 梗概集, 2003 年 11 月, pp.44-45

2. 松宮智央, 加登美喜子, 吹田啓一郎, 五藤友規, Lee Tae-Hyung, 中島正愛: 軽量鉄骨下地間仕切壁がもつ機能・修復・安全性能検証実験, 日本地震工学学会大会 2005 梗概集, 2005 年, pp.196-197
3. 加登美喜子, 松宮智央, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 中島正愛: 軽量鉄骨下地間仕切り壁の性能検証実験 実験結果: E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 7, 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, Vol.2006, pp. 709-710
4. 松宮智央, 加登美喜子, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 中島正愛: 軽量鉄骨下地間仕切り壁の性能検証実験 実験結果: E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 6, 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, Vol.2006, pp. 707-708
5. Mikiko Kato, Tao Wang, Xiaodong Ji, Toko Hitaka, Masayoshi Nakashima: Seismic force reduction factors used for equivalent static design of chevron-braced steel frames Part I. Equivalent single-degree-of-freedom model, 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, Vol.2008, pp.707-708
6. Tao Wang, Mikiko Kato, Xiaodong Ji, Toko Hitaka, Masayoshi Nakashima: Seismic force reduction factors used for equivalent static design of chevron-braced steel frames Part II. Model based analyses, 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, Vol.2008, pp.709-710

#### その他の口頭発表:

1. 多賀謙蔵, 加登美喜子, 和田章他: ダンパー効率を高めたパッシブ制震構造における構造計画上の留意点と実用性, パッシブ制振構造シンポジウム 2004, 2004 年 11 月, pp.105-112.
2. 吉富宏紀, 田代靖彦, 八重樫光, 大西智晴, 大戸太郎, 加登美喜子, 堀井宏謙: 静的締固め砂杭工法により改良された地盤の S 波および P 波速度の評価(地盤改良 (1), 日本建築学会大会学術講演梗概集. B-1, Vol.2006, pp. 587-588
3. 佐藤尚隆, 飛田喜則, 松井亮夫, 加登美喜子, 阿波野昌幸: 特別風致地区に建つ文化財管理事務所の曲面天井に用いる PCaRC 版の施工 その 1 全体概要, 日本建築学会学術講演梗概集 A-1, Vol.2006, pp. 373-374
4. 高橋拡, 山本正人, 岡本肇, 松田繁, 安江広, 加登美喜子, 恵本涼太郎: 中空積み煉瓦外壁システムの検討: その 1 システム概要と部材実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1, Vol.2007, 2007 年 7 月, pp. 765-766
5. 山本正人, 高橋拡, 岡本肇, 松田繁, 安江広, 加登美喜子, 恵本涼太郎: 中空積み煉瓦外壁システムの検討: その 2 システム概要と部材実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1, Vol.2007, 2007 年 7 月, pp. 767-768

6. 加登美喜子，田代靖彦，多賀謙蔵，山崎勉，大戸太郎：静的締固め砂杭工法により改良された地盤に建つパイルド・ラフト基礎建屋の挙動 その1:建築概要および基礎設計概要，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，Vol.2007，2007 年 7 月，pp. 435-436
7. 八重樫光，大戸太郎，加登美喜子，根本恒：静的締固め砂杭工法により改良された地盤に建つパイルド・ラフト基礎建屋の挙動 その2:計測計画概要，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1，Vol.2007，2007 年 7 月，pp. 437-438

## 第2章 筋かい構造の耐震設計

### 2.1 はじめに

筋かいは、水平力に対して抵抗する代表的な耐震要素の一つである。地震時には、筋かいは、圧縮力と引張力を受け、特に圧縮側の弾塑性挙動は座屈前と座屈後で異なる。また、細長比が座屈荷重に影響を及ぼすのも特徴の一つである。筋かい付き骨組では、主に圧縮材の座屈荷重に基づいて定められた許容応力度の範囲内で設計する許容応力度設計が用いられている。大地震を対象とした保有耐力計算においても、筋かいは許容応力度の範囲内で設計されることが多く、筋かいの座屈後挙動を考慮した設計法は一般的ではない。

本章では、筋かいの特性と筋かい付き骨組の設計法を概観し、建築基準法と日本の建築学会規準や諸外国の筋かい構造に対する耐震設計規準を比較する。日本の筋かい構造に対する耐震設計法が、筋かい構造の必要保有水平耐力を決定するうえで、筋かいのせん断力分担率や細長比により細分化され煩雑であるだけでなく、筋かい構造に要求される必要保有水平耐力が純ラーメン構造と比較してかなり大きいこと、また、一組の筋かいの保有耐力が筋かいの細長比の影響を受けやすく、特に細長比が大きい場合に要求される筋かい断面が極端に大きくなることを示す。これらの結果を踏まえ、日本で筋かい構造が採用されにくい原因の一つが、建築基準法で定められている設計体系によるものであることを明らかにする。

### 2.2 筋かいの特性

筋かいが圧縮力と引張力の繰り返し荷重を受ける場合、図 2.1 に示す挙動となる<sup>2.1)</sup>。OA 部は弾性的に中心圧縮され、A 点で曲げ座屈が起こる。B 点で材の中央部に塑性化が生じ変形が進行する。C 点で除荷すると材は弾性に戻り、伸び剛性は小さくなる。引張力を加えると伸び剛性は増大していくが、D 点で材の一部に塑性化が生じ、材の伸び剛性は再び低下する。E 点で材がまっすぐになれば、材全体の塑性ひずみにより伸びていくが、F 点で除荷され再び圧縮力を受けると、元たわみを有する圧縮材としての耐力しか期待できなくなる。

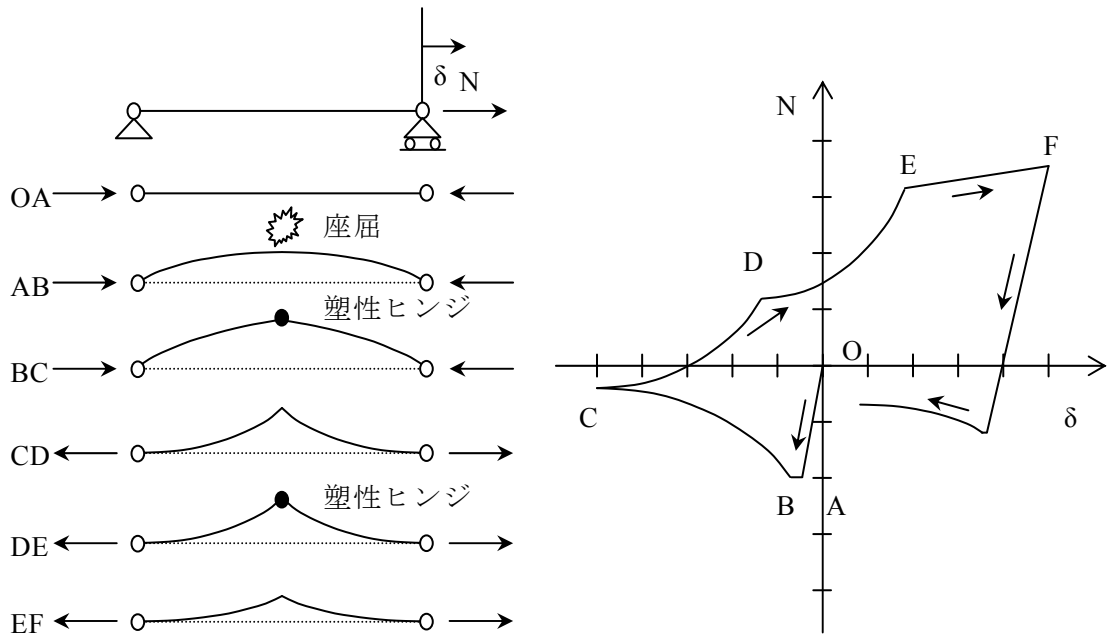


図 2.1 繰り返し軸方向力を受ける筋かい材の軸方向力－軸方向変形関係

## 2.3 日本における筋かい構造の耐震設計に関する規定

### 2.3.1 建築基準法上の筋かい構造の耐震計算に関する規定

建築基準法上の鋼構造の耐震計算に関する規定は、建築基準法、建築基準法施行令、告示、通達で定められており、**2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書<sup>2.2)</sup>** に解説されている。文献 2.2 に示されている中小地震を対象とした許容応力度計算（1 次設計）および、大地震を対象とした保有耐力計算（2 次設計）に関する地震荷重算定法、および筋かいに関する規定を下記に抜粋する。

1 次設計用の地震荷重は次式で示される。

$${}_1Q_i = {}_1C_i \sum_{j=i}^m w_j \quad (2-1)$$

$${}_1C_i = {}_jZ R_t A_i {}_1C_0 \quad (2-2)$$

${}_iQ_i$  :  $i$  層の 1 次設計用層せん断力

${}_iC_i$  :  $i$  層の 1 次設計用層せん断力係数

$\sum_{j=i}^m w_j$  :  $i$  層以上の建物重量の総和

${}_jZ$  : 地震地域係数

$R_t$  : 振動特性係数

$A_i$  : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

${}_1C_0$  : 1 次設計用の標準せん断力係数(=0.2)

また，2次設計用の設計用地震荷重(必要保有水平耐力)は次式で示される．

$${}_iQ_{un} = {}_iD_s \cdot {}_iF_{es} \cdot {}_2Q_i \quad (2-3)$$

$${}_2Q_i = {}_2C_i \sum_{j=i}^m w_j \quad (2-4)$$

$${}_2C_i = {}_jZR_i A_{i2} C_0 \quad (2-5)$$

${}_iQ_{un}$  :  $i$  層の必要保有水平耐力 (単位 キロニュートン)

${}_iD_s$  : 各階の構造特性を表すものとして,特定建築物の振動に関する減衰性及び各階の靱性を考慮して国土交通大臣が定める方法により算出した数値

${}_iF_{es}$  : 各階の形状特性を表すものとして,各階の剛性率および偏心率に応じて国土交通大臣が定める方法により算出した数値

${}_2Q_i$  :  $i$  層の地震力によって各階に生ずる水平力 (単位 キロニュートン)

${}_2C_0$  : 2次設計用の標準せん断力係数(=1.0)

$D_s$  の適用においては階, 計算方向等によってそれぞれ異なる数値を採用しても差し支えない.  $D_s$  の判定は, 特別な実験・解析等において適切に定める場合のほか昭和55年建設省告示第1792号第1の表1および表2により, 架構の形式および架構の性状に応じて当該表に掲げる数値以上の数値として定めるものとする. 鋼構造の  $D_s$  値を表2-1に, 筋かいの種別の分類を表2-2に示す.

表 2-1 鋼構造の  $D_s$  値

	BA 又は $\beta_1=0$	BB			BC		
		$\beta_1 \leq 0.3$	$0.3 < \beta_1 \leq 0.7$	$\beta_1 > 0.7$	$\beta_1 \leq 0.3$	$0.3 < \beta_1 \leq 0.5$	$\beta_1 > 0.5$
柱・梁群 FA	I (0.25)	I (0.25)	I (0.3)	I (0.35)	I (0.3)	I (0.35)	I (0.40)
柱・梁群 FB	II (0.3)	II (0.3)	I (0.3)	I (0.35)	II (0.3)	II (0.35)	II (0.40)
柱・梁群 FC	III (0.35)	III (0.35)	II (0.35)	II (0.4)	III (0.35)	III (0.4)	III (0.45)
上記以 外(FD)	IV (0.4)	IV (0.4)	IV (0.45)	IV (0.5)	IV (0.4)	IV (0.45)	IV (0.5)

$\beta_1$  : 筋かいが分担する保有水平耐力の階全体の保有水平耐力に対する比

FA～FD は柱・梁の幅厚比による種別で別途定めている

表 2-2 筋かいの種別の分類

BA	BB		BC
$\lambda_e \leq 495/\sqrt{F}$	$495/\sqrt{F} < \lambda_e \leq 895/\sqrt{F}$	$\lambda_e \geq 1980/\sqrt{F}$	$890/\sqrt{F} < \lambda_e < 1980/\sqrt{F}$

$\lambda_e$  : 筋かいの有効細長比

$F$  : 筋かい材の基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

筋かい付きラーメン構造の保有水平耐力は、柱および筋かいの水平せん断耐力の和とすることができる。筋かいの水平せん断耐力は一般に以下のように考えている。

①圧縮側筋かいの耐力を期待する構造の場合

筋かいの座屈後の耐力曲線は変形量(軸方向)を横軸としたとき、下に凸の単調減少曲線であり、座屈耐力の約 1/3 に漸近する。従って正確に座屈後の耐力を設定するには、座屈後の耐力低下状態を知る必要がある。耐力低下を考慮する簡便な方法として、一組の筋かいの水平せん断耐力を、圧縮筋かいの座屈時水平力の 2 倍とする場合が多い。圧縮側の耐力曲線を求めて引張側筋かいの耐力曲線と変形の適合を考慮して、両者を加え合わせる方法を採用することもある。

②引張側筋かいの耐力のみ期待する構造の場合

一对の筋かいの水平せん断耐力は検討方向に対して引張側となる筋かいの降伏耐力の水平成分に等しいものとする。

圧縮側筋かいの耐力を期待する場合、一般的に、筋かいの水平せん断耐力は圧縮筋かいの座屈耐力の 2 倍として計算を行っている。座屈耐力は、建築基準法に定められた座屈荷重に基づいて定められた筋かいの許容圧縮力としている。短期許容圧縮応力度  $f_c'$  は下記による。

$$f_c' = 1.5 \cdot F \left\{ \frac{1 - 0.4 \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2}{\nu} \right\} : \lambda_e \leq \Lambda \text{ のとき} \quad (2-6)$$

$$f_c' = 1.5 \cdot \frac{0.277F}{\left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} : \Lambda > \lambda_e \text{ のとき} \quad (2-7)$$

$F$  : 平成 12 年建設省告示第 2464 号第 1 に定める基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\lambda_e$  : 筋かいの有効細長比



$\Lambda$  : 次の式によって計算した限界細長比  $\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}}$

$$\nu : \text{座屈安全率} \quad \nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left( \frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

鋼構造座屈設計指針<sup>2.1)</sup>では、圧縮側筋かいの耐力を期待する構造の場合と、引張側筋かいの耐力のみ期待する構造の場合の分類は細長比によりと記述されている。筋かい構面の耐力 ${}_B Q_Y$ は次のようになる。

$$\text{引張型筋かい付き骨組} \quad {}_B Q_Y = F A_b \cos \theta \quad : \lambda_e \geq \frac{167}{\sqrt{F}} \text{ のとき}$$

$$\text{引張・圧縮型筋かい付骨組} \quad {}_B Q_Y = 2 \sigma_{cr} A_b \cos \theta \quad : \lambda_e \geq \frac{167}{\sqrt{F}} \text{ のとき}$$

ここで、400N 級の場合、 $\lambda_e = \frac{167}{\sqrt{F}} = 10.8$ ，490N 級の場合、 $\lambda_e = \frac{167}{\sqrt{F}} = 9.3$  となる。

### 2.3.2 鋼構造限界状態設計指針・同解説<sup>2.3)</sup>による筋かい構造の耐震計算に関する規定

地震荷重を含む荷重の組合せに対する終局限界状態設計では、骨組の設計耐力（設計保有水平耐力）が、必要耐力（必要保有水平耐力）より大きい、またはそれに等しくなるように設計する。筋かい構造の終局限界状態設計は、構造区分と構造特性係数によって、骨組各層の必要保有水平耐力を低減することができる。

$$Q_R = D_s U \gamma_E W_E \quad (2-8)$$

$Q_R$  : 各層の必要保有水平耐力

$D_s$  : 構造特性係数

$U \gamma_E$  : 地震荷重に乗じる荷重係数

$W_E$  : 地震荷重の公称値

鋼構造の  $D_s$  値を表 2-3 に示す。

表 2-3 鋼構造の  $D_s$  値

構造特性係数 構造区分	S- I -1	S- I -2	S- II	S- III
ラーメン ${}_R D_s$	0.25	0.30	0.35	0.45
筋かい付ラーメン ${}_B D_s$	${}_R D_s (1 + 0.4 \cdot \beta \cdot \lambda_B) \leq 0.5$			0.50

$\beta$  : 各層筋かいの保有水平耐力のその層の保有水平耐力に対する比

$\lambda_B$  : 筋かい材の細長比

構造区分は主に部材の幅厚比および柱材の軸力比，細長比により，S-I に対しては塑性解析，S-II，S-III に対しては弾性解析に基づき設計を行うとしている。

筋かい付きラーメン構造の保有水平耐力は，筋かい付きラーメン構造を構成するラーメンの保有水平耐力と筋かい材の保有水平耐力の和とする．一組の筋かい材の保有水平耐力は，(2-9)式によって算定する．

$${}_B Q_U = (N_u + N_y) \cos \theta \quad (2-9)$$

${}_B Q_U$  : 1 組の筋かい材の保有水平耐力

$\theta$  : 筋かい材の水平軸となす角度

$N_y$  : 1 本の筋かい材の引張降伏限界耐力  $= F_y \cdot {}_B A$

$N_u$  : 1 本の筋かい材の座屈後の安定耐力で(2-10)式による．

$$N_u = N_y \quad : \lambda_B \leq 0.15 \text{ のとき} \quad (2-10-a)$$

$$N_u = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65} N_y \quad : 0.15 < \lambda_B \leq 0.3 \text{ のとき} \quad (2-10-b)$$

$$N_u = \frac{1}{6\lambda_B + 0.85} N_y \quad : \lambda_B > 0.3 \text{ のとき} \quad (2-10-c)$$

$F_y$  : 筋かい材の降伏強さ

${}_B A$  : 筋かい材の断面積

$$\lambda_B : \text{筋かい材の一般化細長比} = \frac{k_B \cdot l_B}{i_B} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

$l_B$  : 筋かい材の節点間長さ

$i_B$  : 筋かい材の最小断面 2 次半径

$k_B$  : 筋かい材の座屈後の安定耐力に関する有効長さ係数で特別の計算によらないときには下記の値を用いる．

筋かい材が骨組に剛に接合されている場合は  $k_B = 0.55$ ，筋かい材と骨組がガセットプレートなどで軽微な接合となっている場合は  $k_B = 0.75$  としてよい．ただし，筋かい材の材端回転に対する固定度が小さいとみなされるときには合理的な値まで増大させる．

筋かい材の曲げ座屈限界耐力算定には下式を用いる。

$$\text{a) } \lambda_c \leq {}_p \lambda_c \quad N_c = N_y \quad (2-11-a)$$

$$\text{b) } {}_p \lambda_c < \lambda_c \leq {}_e \lambda_c \quad N_c = (1.0 - 0.5 \frac{{}_e \lambda_c - {}_p \lambda_c}{{}_e \lambda_c - {}_p \lambda_c}) N_y \quad (2-11-b)$$

$$\text{c) } {}_e \lambda_c < \lambda_c \quad N_c = (\frac{1}{1.2\lambda_c^2}) N_y \quad (2-11-c)$$

$N_c$  : 曲げ座屈限界耐力(kN)

$\lambda_c$  : 曲げ座屈細長比 =  $\sqrt{N_y/N_c}$

$_p\lambda_c$  : 塑性限界細長比 = 0.15

$_e\lambda_c$  : 弾性限界細長比 =  $1/\sqrt{0.6}$

$N_y$  : 降伏限界耐力 =  $F_y A$  (kN)

$N_e$  : 弾性曲げ座屈耐力 =  $\pi^2 EI / _k l_c^2$  (kN)

$_k l_c$  : 圧縮材の曲げ座屈長さ

## 2.4 米国における筋かい構造の耐震計算に関する規定

### 2.4.1 米国の規準及び指針<sup>2.4)</sup>

米国では、民間等機関が整備するモデルコードを、各自治体が規準として採用している。西部では UBC<sup>2.5)</sup>、東部及び北東部では NBC<sup>2.6)</sup>、南部では SBC<sup>2.7)</sup>が一般に使用されてきた。UBC は SEAOC ( Structural Engineering Association of California ) が整備改正を行ってきた ”SEAOC Blue Book”に従って改定されてきた。

また、国家地震危険度低減プログラム NEHRP ( National Earthquake Hazards Reduction Program ) に基づいて、連邦緊急事態管理局 FEMA ( Federal Emergency Management Agency ) は、新設及び既存建物を対象とした指針も提案している。1997 年に発表された FEMA273<sup>2.8)</sup>は、既存建物を対象にしており、改修のための耐震性能評価と耐震改修手法の確立を目的としてハザードレベルを設定し、各レベルにおける維持するべき建物の耐震性能を定め、それを設計目標とする性能規定型設計手法を採用している。その後 ASCE ( American Society of Civil Engineers ) も加わって FEMA273 の改訂版である FEMA356<sup>2.9)</sup>が 2000 年に発表されている。新設建物の耐震設計指針案として 1997 年に FEMA302 ( 1997 NEHRP Provisions )<sup>2.10)</sup>が示された。これは FEMA368 ( 2000 NEHRP Provisions )<sup>2.11)</sup>として 2001 年に改定されている。

2000 年以降、耐震設計規準は自治体単位ではなく国家による基準として統一されるべきであるという動きから、1997 NEHRP Provisions を基に UBC, NBC, SBC の三規準を統合した IBC2000<sup>2.12)</sup>が発刊され、2000 NEHRP Provisions を取り入れた 2003 年版の IBC2003<sup>2.13)</sup>へと至っている。一方で ASCE が作成する ASCE 7-02<sup>2.14)</sup>や NFPA ( National Fire Protection Association ) が作成する NFPA 5000<sup>2.15)</sup>もあり、カリフォルニア州では NFPA5000 を州の耐震設計規準として採用するなど、統一に向けた動きは必ずしも容易ではない情勢である。図 2.2 に米国の各団体と設計規準及び指針の関係を

示す。図中 印, 及び 印は最近の代表的な耐震規準の進展経路を示す。IBC2003, ASCE 7-02, NFPA5000 及びこれらの規準も NEHRP Provisions に基づいて整備されている。

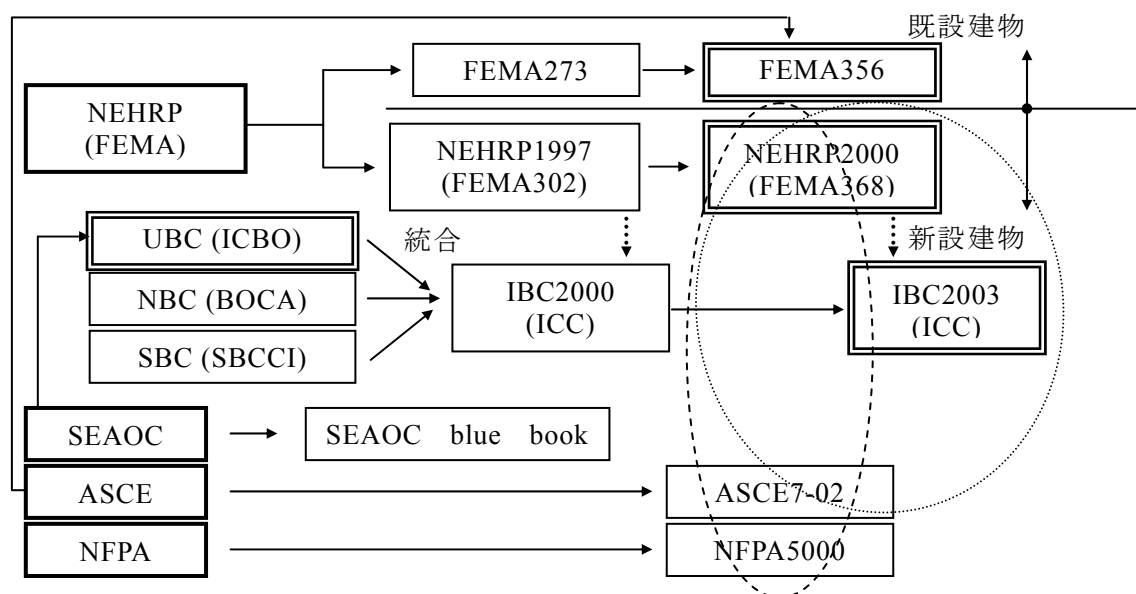


図 2.2 米国設計規準及び指針の関係

## 2.4.2 静的解析による耐震設計

日本と米国における静的解析による耐震設計のもっとも顕著な違いは、日本では、静的解析は主として許容応力度設計と連動しているのに対し、米国では終局強度型設計を採用している点である。日米耐震設計規準を比較した既往の研究「鋼構造建築の耐震設計規準に関する日米比較」<sup>2,16)</sup>では、鋼構造建物を対象に、構造種別、梁の横補剛間隔、設計用地震荷重、建物耐力に関して、UBC1997 との相違が詳細に検討されている。米国における最近の動きとして、UBC1997 他の後継となっている IBC2000, 2003 で採用された地震荷重設定法や、既存建物を対象とした静的解析を用いた最大変形推定方法の提案が挙げられる。本節では、最近の設計用地震荷重設定方法を後述する。ここでは、米国の規準については IBC2003, 2000 NEHRP Provisions, 既存建物に対する指針である FEMA356 を対象とする。

## 2.4.3 設計用地震荷重

静的解析に用いられる設計用地震荷重は、1988 NEHRP Provisions<sup>17)</sup>以来、約 20 年以上 UBC1997 に代表される加速度最大値 (PGA)、速度最大値 (PGV) により決定されてきた<sup>18)</sup>。1997 NEHRP Provisions では、近年の研究成果を取り入れ、加速度応答スペ

クトルから地震荷重を規定する方法が発表され、1997 年以降、NEHRP Provisions, IBC2000, IBC2003 においてもその考え方が踏襲されている。以下、1997 年以降の設計用地震荷重の考え方と算定方法を紹介し、日本の基準が定める設計用地震荷重と比較する。

#### (1) USGS (米国地質調査所)

米国では 1930 年代から USGS ( United States Geological Survey ) により地震ハザードマップが提供されており、1996 年には確率論に基づいた全米ハザードマップが公表された。50 年間に対する超過確率が 2% (再現期間 2475 年), 5% (再現期間 975 年), 10% (再現期間 475 年) の 3 種類と、減衰定数 5% とした地表応答加速度 (0.2 秒, 0.3 秒, 1.0 秒周期加速度, 最大地表加速度) の 4 種類を組み合わせた合計 12 種類の加速度マップがホームページ上で公開されている。各地域の加速度は郵便番号, 緯度・経度から検索できる。図 2.3 に USGS による加速度マップ例を示す。

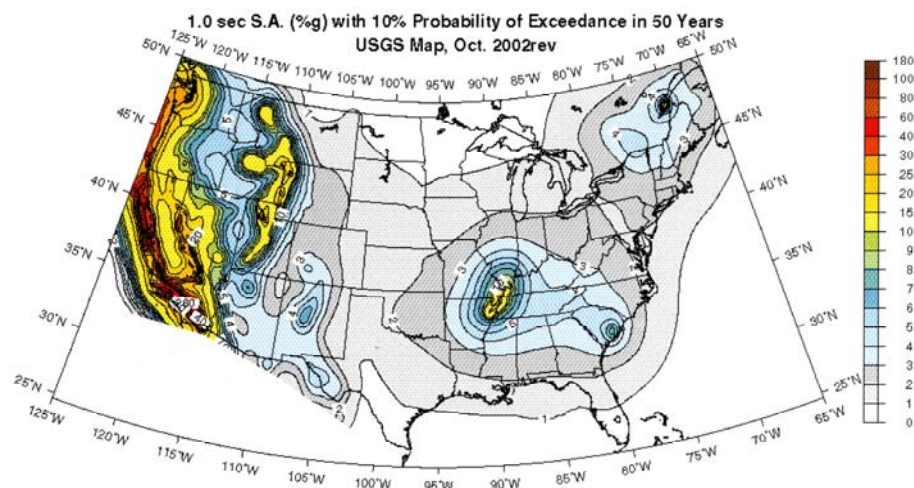


図 2.3 USGS による加速度マップ (USGS)

#### (2) MCE Ground Motion<sup>2.18)</sup>

1997 NEHRP Provisions 策定に際して、BSSC ( Building Seismic Safety Council's ) のなかに、USGS 及び FEMA と提携した全米を統一した耐震設計用のマップを整備するプロジェクトが発足した。このプロジェクトでは、米国全土における建物の耐震性能として崩壊に対して均一の余裕度 (uniform margin) を持たせることとし、耐震設計の中で考える最大級の地震動 (maximum considered earthquake ground motion : MCE 地震動) を定義することとした。耐震設計においては設計用地震荷重として MCE 地震動を 1.5 で割った地震荷重を採用し、この 1.5 を seismic margin と呼んでいる。各地

域における MCE 地震動マップと設計用地震荷重を決定する設計用加速度応答スペクトルが提供されている。

米国の地震動特性は大きく西海岸と中央部及び東海岸に分けられ、両地域では地震頻度もかなり異なる。例えば、50 年超過確率 2% の地震強さと 10% の地震強さの割合は、西海岸では約 1.5 倍であるのに対し、中央部と東海岸では 2~4 倍以上にもなる。また、UBC1997 など、加速度最大値 (PGA)、速度最大値 (PGV) により決定されてきた地震荷重との整合性を考え、MCE 地震動マップの加速度は図 2.4 に示すように、基本的には 50 年超過確率 2% の地震荷重を用いるが、断層に近い地域では断層地震の 1.5 倍と UBC1997 のゾーン 4 の地震動の 1.5 倍とを組み合わせた値が採用されている。結果的に MCE 地震動マップは、西海岸では断層を震源とする断層地震、中央部と東海岸では 50 年超過確率 2% の地震動で決まる。これらは、設計用地震荷重として、西海岸では 50 年超過確率 10%，中央部及び東海岸では 50 年超過確率 5% 程度の大きさを考慮していることになる。

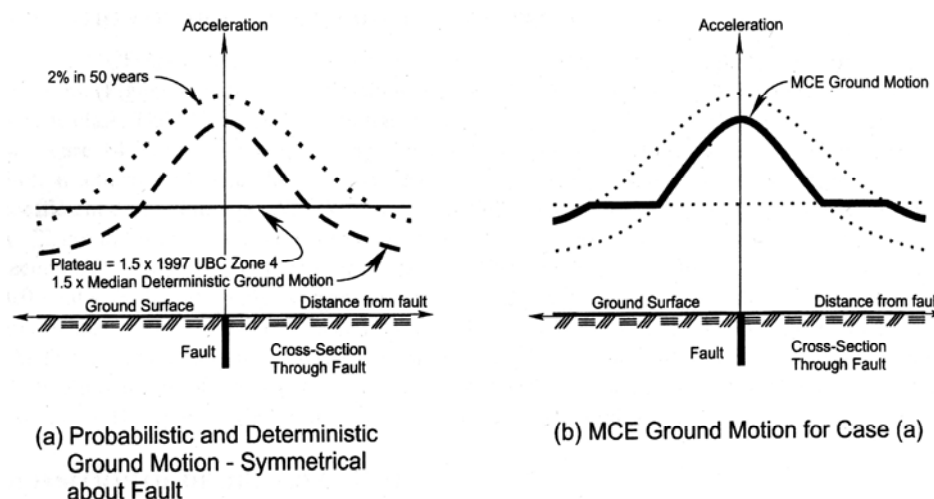


図 2.4 MCE 地震動の決定方法（文献 2.18）

### (3)IBC2003 による設計用地震荷重

MCE 地震動に基づく設計用地震荷重算定方法は IBC2003 にも踏襲されている。設計用加速度応答スペクトルを考え、 $S_s$  を 0.2 秒周期における最大応答加速度、 $S_l$  を 1.0 秒周期における最大応答加速度とする。規準には 0.2 秒周期と 1.0 秒周期の設計用加速度応答マップが用意されており、図 2.5 にその一例を示す。



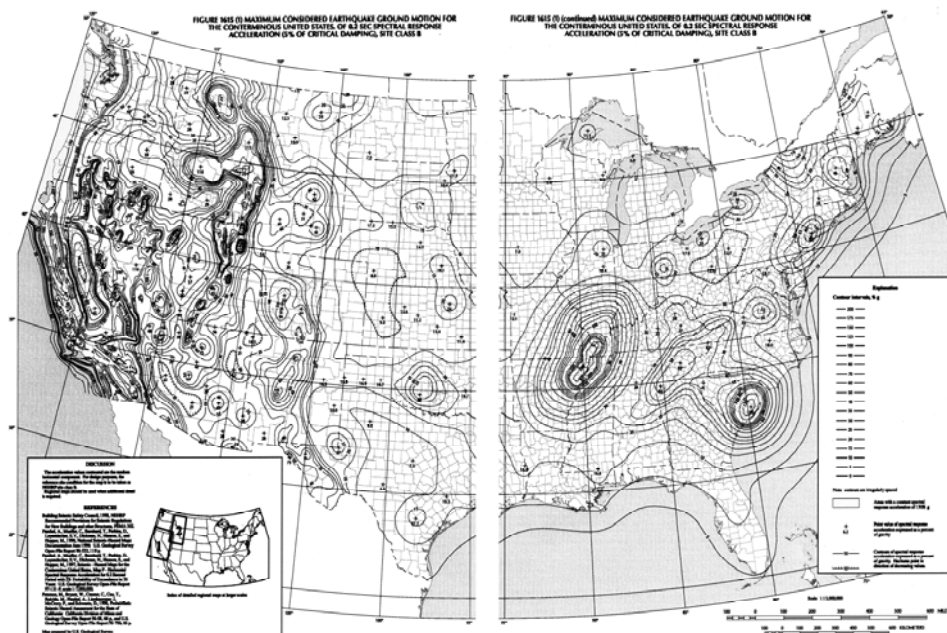


図 2.5 0.2 秒周期加速度応答スペクトルの MCE 地震動マップ (IBC2003)

次に加速度応答スペクトル用パラメータ  $S_{MS}$ ,  $S_{M1}$  を求める．

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2-12)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2-13)$$

$F_a$ ,  $F_v$  は地盤特性タイプ及び 0.2 秒及び 1.0 秒周期加速度から求まる係数で表 2.4, 表 2.5 による．また，地盤特性タイプ (Site Class) は，表 2.6 に示すように，地盤のせん断波速度，N 値，せん断強度によって規定される．地盤特性タイプ A,B,C が日本の第 1 種地盤，C,D,E が第 2 種地盤，E,F が第 3 種地盤にほぼ対応している．

表 2.4 0.2 秒周期における Site Class 別  $F_a$

Site Class	$F_a$				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s > 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	原則土質調査と動的解析により値を決定する．				

表 2.5 1 秒周期における Site Class 別  $F_v$ 

Site Class	$F_v$				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	原則土質調査と動的解析により値を決定する。				

表 2.6 地盤特性タイプの定義

Site Class 地盤特性 タイプ	SOIL PROFILE NAME	AVERAGE PROPERTIES IN TOP 100 feet		
		Soil shear wave velocity, $\bar{V}_s, (ft/s)$	Standard penetration resistance, $\bar{N}$	Soil undrained shear strength, $\bar{S}_u, (psf)$
A	Hard rock	$\bar{V}_s > 5000$	Not applicable	Not applicable
B	Rock	$2500 < \bar{V}_s \leq 5000$	Not applicable	Not applicable
C	Very dense soil and Soft rock	$1200 < \bar{V}_s \leq 2500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 2000$
D	Stiff soil profile	$600 < \bar{V}_s \leq 1200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1000 \leq \bar{S}_u \leq 2000$
E	Soft soil profile	$\bar{V}_s < 600$	$\bar{N} \leq 15$	$\bar{S}_u < 1000$
F	—	$\bar{S}_u < 500, PI > 20, w \geq 40\%$ となる地層が 10feet 以上		
G	—	地震により崩壊する可能性の高い地層，泥炭や有機粘土，塑性指数の大きな地層 ( $PI > 75$ ) 等		

これらの定数を用いると図 2.6 のような加速度応答スペクトルを作成することができる。ここで、 $T$  は建物固有周期である。



$$T_o \geq T; S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} \quad (2-14-a)$$

$$T_o < T < T_s; S_a = S_{DS} \quad (2-14-b)$$

$$T_s < T; S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-14-c)$$

ここで,

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2-15)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2-16)$$

$$T_o = 0.2 S_{D1} / S_{DS} \quad (2-17)$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} \quad (2-18)$$

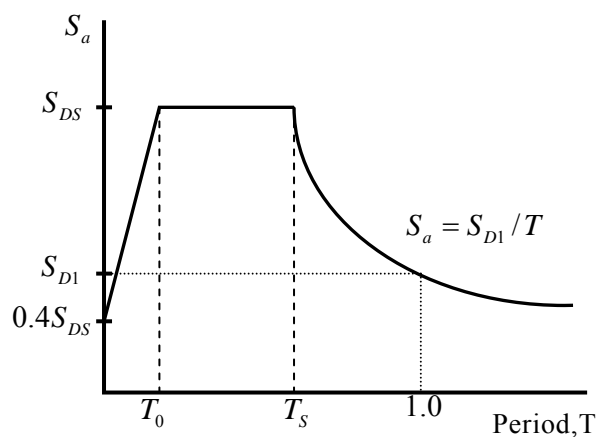


図 2.6 設計用加速度応答スペクトル (ICB2003)

設計用ベースシヤ- $V$ は次式で示される.

$$V = C_s W \quad (2-19)$$

$C_s$ は地震応答係数,  $W$ は建物重量で, 地震応答係数は次式で示される.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} \quad (2-20)$$

$S_{DS}$ : 0.2 秒周期における加速度応答スペクトル

$R$ : 応答修正係数

$I$ : 重要度係数

また、地震応答係数は式(2-21)の値を超えないものとし、かつ、式(2-22)以上とする。

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T(R/I)} \quad (2-21)$$

$$C_s = 0.044IS_{DS} \quad (2-22)$$

$R$ は骨組の靱性を表す指標である。構造体は8種類の基本構造システムに分類され、更に水平抵抗システムと構造材料により細分化され、各システム毎に 1.25～8.0 の数値が定められている。靱性のある建物ほど数値は高くなる。鋼構造における代表的な  $R$  値は表 2.7 による。日本の基準における構造特性係数  $D_s$  と米国の規準における  $1/R$  を比較すると、日本の FA ランクと米国の SMF、FD ランクと OMF が対応することを考慮すれば、米国の設計用層せん断力係数は日本のその 50%程度となる<sup>2.16)</sup>。

表 2.7 IBC2003 による鋼構造システムと  $R$  値

基本構造システム	水平抵抗システム	$R$
Building Frame Systems (全筋かい構造)	SCBF	6.0
	OCBF	5.0
Moment-resisting Frame Systems (純ラーメン構造)	SMF	8.0
	IMF	4.5
	OMF	3.5
Dual Systems with Special Moment Frames (ラーメン+筋かい構造)	SCBF	8.0

IBC2003 に基づく米国と日本の加速度応答スペクトルを比較する。日本のスペクトル<sup>25)</sup>は工学的基盤における極めて稀れに発生する地震動と、これを短周期領域に対して 1.5 倍、長周期領域に対して 2.0 倍とした換算応答スペクトル（2 種地盤）とする。検討地域は表 2.8 に示す 8 地域とし、地盤特性タイプは日本の 2 種地盤に相当する D ( $S_D$ ) とする。

表 2.8 各地域の特性

対象地域	$S_s$	$S_I$
Stanford, CA	210	90
San Francisco, CA	175	85
Los Angeles, CA	175	60
Seattle, WA	125	40
Memphis, TN	110	35
Boston, MA	30	8
Chicago, IL	15	6
Dallas, TX	20	6

図 2.7 に MCE 地震動に基づく IBC2003 が規定する加速度応答スペクトルを示す。西海岸の中でも断層に近い Stanford では短周期における加速度が 1.4g と日本の 2 種地盤よりも 20% 程度大きい。また, San Francisco 市や Los Angeles 市では日本の 2 種地盤と同程度である。西海岸の中では比較的地震の少ない Seattle 市や中央部の中では比較的地震の多い Memphis 市が日本の工学的基盤におけるスペクトルと同程度で日本の 2 種地盤の約 65% 程度である。中央部及び東海岸に立地する Boston 市, Chicago 市, Dallas 市では日本の 2 種地盤の 15%~25% と非常に小さい。

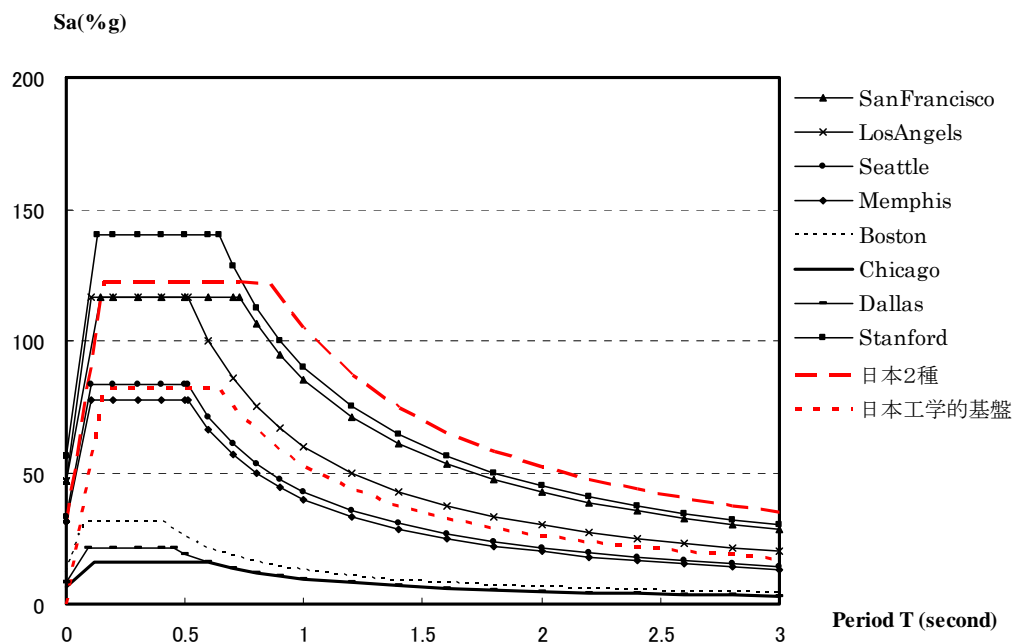


図 2.7 IBC2003 によるスペクトル

#### 2.4.4 筋かい構造の耐震設計規定

米国の耐震設計規準 AISC LRFD<sup>2.19)</sup>では、一組の筋かいの終局耐力を引張筋かいの降伏耐力  $N_y$  と圧縮筋かいの座屈後耐力  $0.3N_c$  の和と定義している。

$${}_B Q_U = (N_y + 0.3N_c) \cos \theta \quad (2-23)$$

${}_B Q_U$  : 1 組の筋かい材の保有水平耐力

$\theta$  : 筋かい材の水平軸となす角度

$N_y$  : 1 本の筋かい材の引張降伏耐力

$N_c$  : 1 本の筋かい材の座屈耐力

筋かい材の座屈耐力算定には下式を用いる。

$$\text{a) } \lambda_c \leq 1.5 \quad N_c = (0.658^{\lambda_c^2}) N_y \quad (2-24\text{-a})$$

$$\text{b) } \lambda_c > 1.5 \quad N_c = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] N_y \quad (2-24\text{-b})$$

$$\lambda_c : \text{筋かい材の一般化細長比} = \frac{K \cdot l_B}{i_B} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

$K$  : 長さに関する係数

#### 2.5 欧州における筋かい構造の耐震計算に関する規定<sup>2.20, 2.21)</sup>

欧州でも終局強度型設計法が用いられており、Eurocode8<sup>2.22)</sup>に地震荷重の算定方法が示されている。終局強度型の設計用ベースシェー係数は次式で示される。

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_d(T) = \frac{a_g}{g} S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \left( \frac{\beta_o}{q} - 1 \right) \right] \quad (2-25\text{-a})$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_d(T) = \frac{a_g}{g} S \frac{\beta_o}{q} \quad (2-25\text{-b})$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_d(T) = \frac{a_g}{g} S \frac{\beta_o}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)^{kd1} \geq 0.20 \frac{a_g}{g} \quad (2-25\text{-c})$$

$$T_D \leq T \leq 1 \quad : \quad S_d(T) = \frac{a_g}{g} S \frac{\beta_o}{q} \left( \frac{T_C}{T_D} \right)^{kd1} \left( \frac{T_D}{T} \right)^{kd2} \geq 0.20 \frac{a_g}{g} \quad (2-25\text{-d})$$

$a_g$  : 設計用地動加速度

$S$  : 地盤係数

$T$  : 固有周期

$\beta_o$  : 加速度応答倍率

$q$  : 応答修正係数

$T_B, T_C, T_D, k_{d1}, k_{d2}$  : スペクトル形状を決定するパラメータ

表 2.9 EC8 による鋼構造システムと  $q$  値

基本構造システム	水平抵抗システム	Ductility Class	
		Medium	High
Moment-resisting frames (純ラーメン構造)		4.0	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Braced frames (全筋かい構造)	Diagonal braced frames (X 型筋かい)	4.0	4.0
	Chevron braced frames (K 型筋かい)	2.0	2.5
Moment-resisting frames with concentric braces (ラーメン構造＋筋かい構造)		4.0	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$

一組の筋かいの終局耐力を引張筋かいの降伏耐力  $N_y$  と圧縮筋かいの座屈後耐力  $0.3N_y$  の和と定義している.

$${}_B Q_U = (N_y + 0.3N_y) \cos \theta \quad (2-26)$$

${}_B Q_U$  : 1 組の筋かい材の保有水平耐力

$\theta$  : 筋かい材の水平軸となす角度

$N_y$  : 1 本の筋かい材の引張降伏耐力

## 2.6 細長比と終局強度

### 2.6.1 筋かいの種別

建築基準法では、筋かいの種別を細長比に従って定義している. 基準に従い、鋼材を 400N 級 (F 値 235) および 490N 級 (F 値 325) とした場合の筋かいの種別と細長比の関係を表 2.10 に示す.

表 2.10 F 値による筋かいの種別と細長比

F 値	BA	BB		BC
235	$\lambda e \leq 32$	$32 < \lambda e \leq 58$	$\lambda e \geq 130$	$58 < \lambda e < 130$
325	$\lambda e \leq 28$	$28 < \lambda e \leq 50$	$\lambda e \geq 110$	$50 < \lambda e < 110$

実際の設計では、H 形鋼を筋かい材として採用することが多い。JIS 規格品である 5 種類の広幅 H 形鋼（H-200×200×8×12，H-250×250×9×14，H-300×300×10×15，H-350×350×12×19，H-400×400×13×21）の有効細長比を筋かい材の長さ（2～7m）ごとにプロットしたものを図 2.8 に示す。400N 級、490N 級いずれの H 形鋼を採用しても、筋かい材の種別はほぼ BB ランクもしくは BC ランクとなる。

筋かいに H 形鋼を用いる場合は、図 2.9 に示すような K 型筋かいを採用することが多い。この場合は、幅と高さが比較的小さい幅 2m×高さ 3.5m としても、筋かい材の長さは 4m 程度であり、一般的には筋かい材として幅 200～300 程度のものを使用するため、筋かい材の種別はほぼ BC ランクとなる。また、細長比は 60～140 となることが一般的であることがわかる。

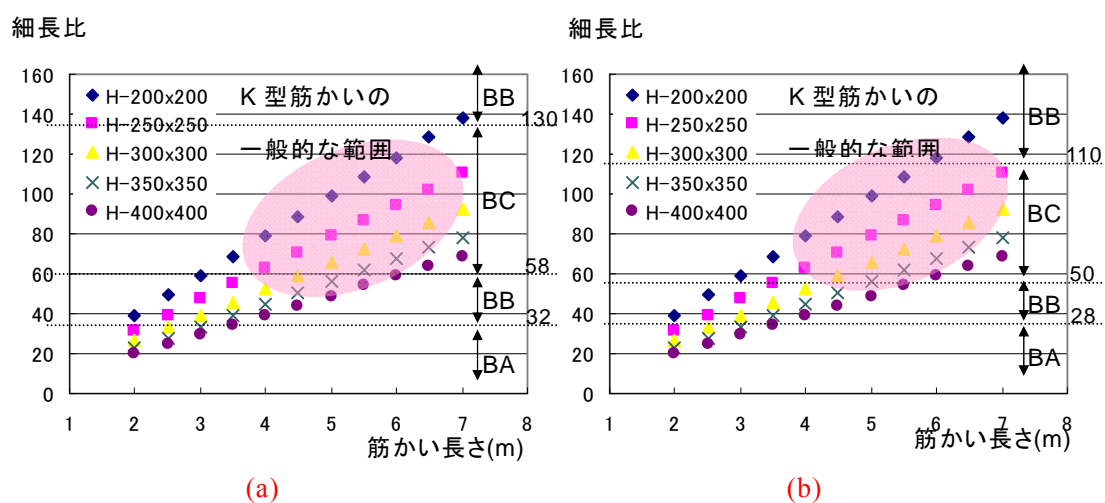


図 2.8 筋かい長さと細長比の関係：(a) 400N 級；(b) 490N 級

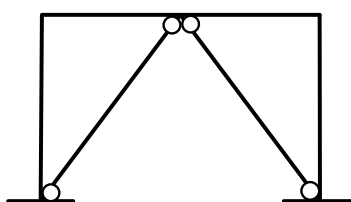


図 2.9 K 型筋かい

## 2.6.2 筋かい構造に要求される耐力

純ラーメン構造に対する筋かい構造に要求される骨組の耐力を比較する．表 2.11 に 2.3 から 2.5 に示した各基準における耐力を決定する係数を比較したものを示す．なお，純ラーメン構造は，塑性変形能力を最大限保証するランクとした．

表 2.11 純ラーメン構造と筋かい構造の要求耐力の比較

規 準	係 数	純ラーメン構造	筋かい構造	比 率
建築基準法	構造特性係数 $D_s$	0.25 (FA)	0.25～0.50	1.0～2.0
鋼構造限界状態設計指針	構造特性係数 $D_s$	0.25 (FA)	0.25～0.50	1.0～2.0
IBC2003	応答修正係数 $R$	8.0 (SMF)	8.0～5.0	1.0～1.6
EC8(靱性が中程度の場合)	応答修正係数 $q$	4.0	2.0～4.0	1.0～2.0

日本の基・規準においては，構造特性係数は筋かいに付帯する純ラーメンの塑性変形能力にも依存し，筋かい構造に要求される耐力は最大で純ラーメン構造に要求される耐力の 2.0 倍となる．ただし，付帯する純ラーメンに塑性変形能力がある場合は，筋かい構造の構造特性係数の最大値は建築基準法では 0.4 であるのに対し，鋼構造限界状態設計指針では，2.6.1 に示した一般的な細長比の範囲では，一般化細長比が 0.07～0.57 となり，構造特性係数の最大値は 0.31 となる．このように，同じ国内の耐震設計法においても，要求される耐力は異なる．

また，米国の規準においては，筋かい構造に要求される耐力は最大で純ラーメン構造に要求される耐力に対して最大でも 1.6 倍であり，かつ付帯骨組の塑性変形能力には依存しない．図 2.7 に示したように，断層に近い西海岸を除くと，日本と米国で比較的地震の多い地域の設計用地震荷重は同程度であり，これを考慮しても，日本の筋かい構造に要求される耐力は大きい．

## 2.6.3 筋かい構造の保有水平耐力

2.3 に示したように，一組の筋かい材の保有水平耐力は基・規準，指針により異なる．一組の筋かい材の保有水平耐力算定式をまとめると，下記となる．

$$\text{許容応力度設計法（建築基準法）： } {}_B Q_U = 2N_c \cos \theta \quad (2-27)$$

$$\text{鋼構造限界状態設計指針，AISC，Eurocode8： } {}_B Q_U = (N_u + N_y) \cos \theta \quad (2-28)$$

${}_B Q_U$ ：1 組の筋かい材の保有水平耐力

$\theta$ ：筋かい材の水平軸となす角度

$N_c$  : 1 本の筋かい材の許容圧縮応力

$N_y$  : 1 本の筋かい材の引張降伏限界耐力  $= F_y \cdot A$

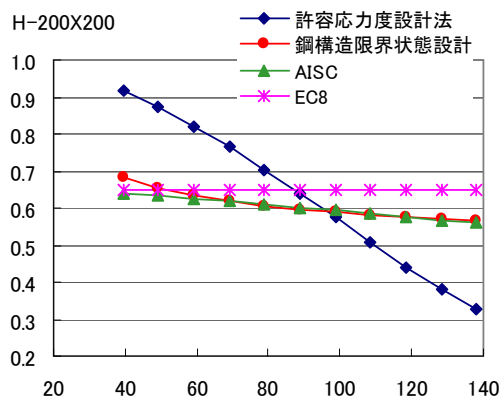
$N_u$  : 1 本の筋かい材の座屈後の安定耐力 (基・規準, 指針により異なる)

2.6.1 と同様に, K 型筋かい材の長さを 2~7m とし, JIS 規格品である 5 種類の広幅 H 形鋼 (H-200×200×8×12, H-250×250×9×14, H-300×300×10×15, H-350×350×12×19, H-400×400×13×21) の有効細長比  $\lambda_e$  を横軸に, 許容応力度設計法, 鋼構造限界状態設計指針, AISC, Eurocode8 による一組の筋かい材の保有水平耐力  ${}_B Q_U$  を降伏耐力 ( $2 N_y \cos \theta$ ) で除した値  $\alpha_1$  を図 2.10 に示す.

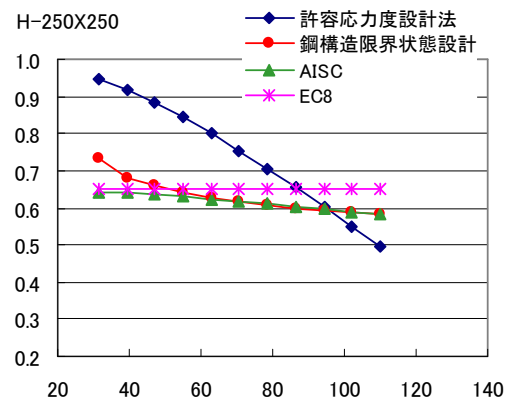
$$\alpha_1 = \frac{{}_B Q_U}{2 N_y \cos \theta} \quad (2-29)$$

一組の筋かい材の保有水平耐力を許容圧縮応力度の和としている許容応力度設計法においては, 細長比が大きくなるほど保有水平耐力が低減される. 一方, 有効細長比 40 以上では, 鋼構造限界状態設計指針, AISC, Eurocode8 による方法による方法のいずれにおいても, 一組の筋かい材の保有水平耐力は, 降伏耐力の和の 60~65% となり, 細長比の影響はあまり受けない.

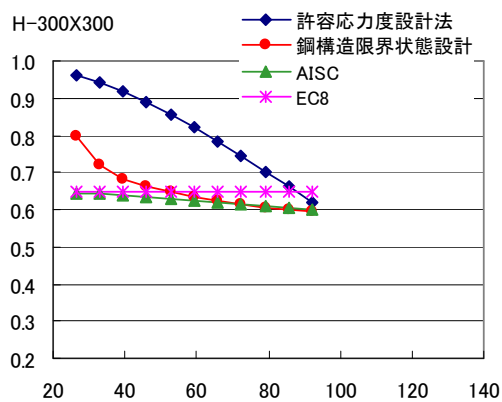




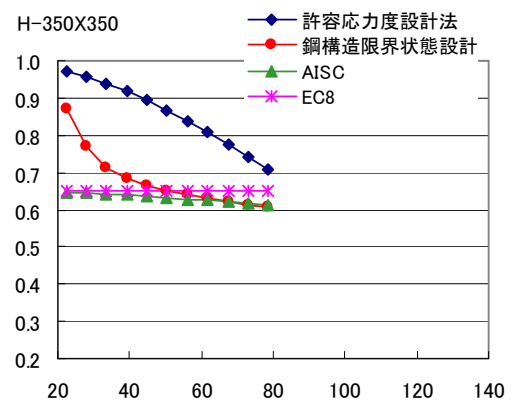
(a)



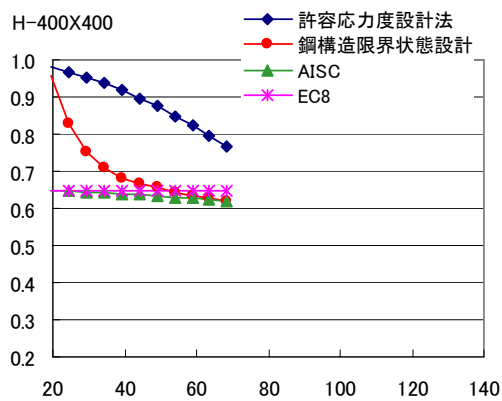
(b)



(c)



(d)



(e)

図 2.10 細長比と一組の筋かい材の保有水平耐力の関係 : (a) H-200×200×8×12 ; (b)H-250×250×9×14 ; (c)H-300×300×10×15 ; (d)H-350×350×12×19 ; (e)H-400×400×13×21

## 2.7 まとめ

本章では、筋かい材の特性および筋かい構造の耐震設計法について述べた。また、一般的に使用される筋かいの細長比の範囲を示し、建築基準法とその他の耐震設計規準で要求される筋かい構造の耐力およびK型筋かいの耐力を比較した。これらにより、下記の知見を得た。

- (1) 建築基準法では、耐震設計の際に、筋かいの座屈強度に基づいて定めた許容応力度を用いて、大地震を想定した保有耐力計算を行っているため、骨組の耐力は座屈耐力に影響を及ぼす筋かいの細長比の影響を受ける。一方、鋼構造限界設計指針や諸外国の規準では、圧縮筋かいに対しては座屈後の耐力を用いるため、一組の筋かいの耐力は細長比にあまり影響を受けない。
- (2) 日本の基・規準は、諸外国の規準と比較して、筋かい構造に要求される耐力が、付帯する純ラーメン構造の塑性変形能力の影響を受け、さらに、筋かいの細長比や筋かいのせん断力分担率によって細かく規定されているため、非常に煩雑な設計法となっている。
- (3) 日本の基・規準においては、筋かい構造に要求される耐力は純ラーメン構造に要求される耐力に対して最大で 2.0 倍となる。一方、米国の規準においては、筋かい構造に要求される耐力は最大でも 1.6 倍であり、日本と米国で比較的地震の多い地域の設計用地震荷重は同程度であることを考慮しても、日本の筋かい構造に要求される耐力は大きい。
- (4) 以上により、日本の建築基準法で定められている筋かい構造に対する耐震設計法は煩雑だけでなく、構造物全体および特に細長比の大きな筋かいに要求される保有耐力も高いため、諸外国の基準と照らし合わせても、筋かい構造の設計手法をより簡便に評価する余地はある。

## 第 2 章 参考文献

- 2.1) 鋼構造座屈設計指針，日本建築学会。
- 2.2) 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，国土交通省住宅局建築指導課，2007。
- 2.3) 鋼構造限界状態設計指針・同解説，日本建築学会。
- 2.4) Miranda, E. Personal communication, 2003.
- 2.5) Uniform Building Code 1997 (UBC1997), International Conference of Building Officials, 1997.
- 2.6) The BOCA National Building Code (NBC), Building Officials and Code Administrators International, 1999.

- 2.7) Standard Building Code (SBC), Southern Building Code Congress International, 1997.
- 2.8) FEMA273. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Building Seismic Safety Council, 1997.
- 2.9) FEMA356. Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, American Society of Civil Engineers, 2000.
- 2.10) FEMA302. 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and structures, BSSC, 1997.
- 2.11) FEMA368. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and structures, BSSC, 2000.
- 2.12) International Building Code 2000 (IBC2000), International Code Council, 2000.
- 2.13) International Building Code 2003 (IBC2003), International Code Council, 2003.
- 2.14) ASCE 7-02. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2002.
- 2.15) NFPA5000 2003 edition, Building Construction and Safety Code, National Fire Protection Association, 2003.
- 2.16) 多田元英, 福井智規, 中島正愛, Charles W. Roeder : 鋼構造建築の耐震設計規準に関する日米比較, 鋼構造論文集, 第 8 卷 31 号, 2001.
- 2.17) FEMA295. 1988 Edition NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Part 1 – Provisions, BSSC, 1988.
- 2.18) Leyendecker, E. V., Hunt, R. J., Frankel, A. D., and Rukstales, K. S. : Development of maximum considered earthquake ground motion maps, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol.16, No.1, 21-40, 2000.
- 2.19) AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. America Institute of Steel Construction: Chicago, 2002.
- 2.20) Marino, E. and Nakashima, M., “Seismic Performance and New Design Procedure for Chevron Braced Frames”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.35, Issue 4, April 2006, pp433-452
- 2.21) Marino, E., Nakashima, M., and Mosalam, K., “Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures,” Journal of Engineering Structures vol.27, Issue 6, May 2005, pp827-840
- 2.22) CEN. EuroCode3: Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, ENV 1993-1-1. European Committee for Standardization: Burxelles, 1993.

## 第 3 章 筋かい付き剛接ラーメン構造の弾塑性挙動

### 3.1 はじめに

中低層鋼構造骨組を設計する際、日本では筋かい付き剛接ラーメン構造より角形鋼管を柱に用いた純ラーメン構造が採用されることが多い。

2 章で述べたように、日本の構造設計基準では、筋かい付き剛接ラーメン構造の設計に対しては、筋かいが座屈した後の不安定挙動に配慮して、必要保有水平耐力を決定する構造特性係数  $D_s$  が 0.25~0.5 まで 0.05 ごとに細かく定められている。 $D_s$  を決定するためには、柱梁の部材ランクだけでなく、筋かいの有効細長比 $\lambda$ 、筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ を考慮する必要がある、設計手法の煩雑さが筋かい構造を採用しない大きな原因の一つである。また、筋かいにせん断力を負担させる割合が増えると、最大で純ラーメン構造として設計した場合の必要保有水平耐力の約 2 倍の耐力を確保する必要がある、鋼材量も多くなる傾向にある。さらに、一般的に一組の筋かいの耐力を圧縮耐力の和として算定するため、細長比の大きな筋かいに対しては大きな断面が必要となる。一方、筋かい構造の利点は地震時の層間変形角が小さいことで、層間変形角で断面寸法が決まることはない。

本章では、H 形鋼の筋かい材を使用する時に最も一般的な K 型筋かい付き剛接ラーメン構造を対象として、構造特性係数  $D_s$ 、筋かいのせん断力分担率 $\beta$ 、筋かいの細長比 $\lambda$ を変数として時刻歴応答解析を行い、筋かい付きラーメン構造の  $D_s$  の簡略化をはかるとともに、より合理的な値の設定を模索する。まず、筋かい付き剛接ラーメン構造の解析モデルを作成するための設計方針および解析方針について述べる。次に、3 階建ての解析対象骨組に対し、等価 1 質点系に置換する方法を示し、 $D_s$ 、 $\beta$ 、 $\lambda$ を変数として一連の解析を行う。さらに、等価 1 質点系置換骨組と 3 階建て骨組の応答結果を比較し、等価 1 質点系モデルを検証する。最後に、3 階建ておよび 6 階建て骨組に対し、等価 1 質点系では表現しにくい骨組について検証を行い、これらの結果を総括する。

### 3.2 設計方針・解析方針

ここでは、解析モデル作成のため、筋かい付き剛接ラーメン構造の設計方針および解析方針について述べる。

#### 3.2.1 設計方針

図 3.1 に示す筋かい付き剛接ラーメン構造の骨組を下記の方針により設計する。

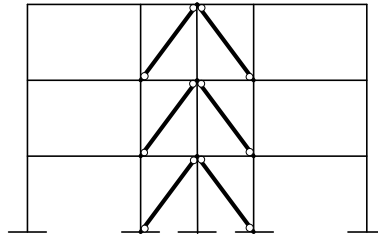


図 3.1 解析モデル

#### (1) 仮定条件

解析モデルを作成するにあたり，設計における仮定条件を下記とする．

##### ・ 骨組の設計条件

[1] 平面骨組とする．

[2] 筋かいは K 形とし，一組の筋かいの交差部には，筋かいが座屈した後も安定した履歴形状が得られるよう柱を入れる．

[3] 建物重量は鋼構造の平均的な重量として  $8\text{kN/m}^2$  とする．

##### ・ 柱の設計条件

[1] 柱は H 形断面（強軸向き）とする．

[2] 同じ層に属する柱は同一断面とし，3 層毎に異なるものとする．

[3] 柱せい  $h$  と幅  $b$  は同じとする．

[4] フランジの幅厚比 ( $b/2/t_2$  ;  $t_2$  はフランジ厚さ) は 12 以下とする．

[5] 柱断面は，筋かいの付帯柱に生じる軸力を考慮して設計する．

[6] 柱脚は剛接合とする．

[7] 柱・梁耐力比は 1.5 程度とする．

##### ・ 大梁の設計条件

[1] 大梁は H 形断面とする．

[2] 同じ層に属する大梁は同一断面とし，各層ごとに異なるものとする．

[3] 梁せい  $h$  は，3 階建ては 200 以上 600 以下，6 階建ては 200 以上 800 以下とし，梁幅  $b$  は 150～250 程度とし， $h/b$  を 3 以下とする．

[4] フランジの幅厚比 ( $b/2/t_2$  ;  $t_2$  はフランジ厚さ) は 11 以下とする．

[5] 梁の断面は長期荷重を考慮して設計する．

##### ・ 筋かいの設計条件

[1] 筋かいは円形鋼管とする．

[2] 同じ層に属する筋かいは同一断面とし，各層ごとに異なるものとする．

[3] 筋かいの径厚比 ( $D/t$ ) は 5 以上とする．

[4] 端部はピン接合とする．

(2)設計用地震荷重 <sup>3.1)</sup>

設計用地震荷重は次式による.

$$Q_i = ZR_i A_i C_o W_i \quad (3-1)$$

ここで,

$Q_i$ :  $i$  層の地震層せん断力

$Z$ : 地域係数 (ここでは 1.0 とする)

$R_i$ : 振動特性係数

$A_i$ :  $i$  層の層せん断力係数の分布を示す係数

$C_o$ : 標準層せん断力係数 (二次設計用 1.0)

$W_i$ :  $i$  層以上の建物重量

地震層せん断力係数の分布係数  $A_i$  は次式による.

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (3-2)$$

ここで,

$\alpha_i$ : 建築物の  $A_i$  を算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重の和を当該建物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N m_j g}{\sum_{j=1}^N m_j g} \quad (3-3)$$

$T$ : 固有周期 ( $=0.03h$  鋼構造の場合で,  $h$  は建物の高さ)

$m$ :  $i$  層の質量

$g$ : 重力加速度

振動特性係数は下記による.

表 3.1 振動特性係数

$T < T_c$ の場合	$R_i = 1$
$T_c \leq T < 2T_c$ の場合	$R_i = 1 - 0.2 \left( \frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$
$2T_c \leq T$ の場合	$R_i = \frac{1.6T_c}{T}$

$T_c$  は地盤による周期で, ここでは  $T_c = 0.6$  秒とする.

(3)必要保有水平耐力 <sup>3.1)</sup>

建物に対して、地震力に対する各階の必要保有水平耐力  ${}_iQ_{un}$  は次式により算定する．

$${}_iQ_{un} = {}_iD_s {}_iF_{es} {}_iQ_{ud} \quad (3-4)$$

ここで、

${}_iQ_{un}$ :各階の必要保有水平耐力

${}_iD_s$ :各階の構造特性を表す係数

${}_iF_{es}$ :各階の形状特性を表す係数（ここでは 1.0 とする）

${}_iQ_{ud}$  : 地震力によって各階に生ずる水平力（式(3-1)の  $C_o=1.0$  とした場合）

以上により、各階の必要保有水平耐力  ${}_iQ_{un}$  は次式で表せる．

$${}_iQ_{un} = D_s R_i A_i W_i \quad (3-5)$$

必要保有水平耐力時の筋かいの分担率を  $\beta$  とすると、必要保有水平耐力時の筋かいの分担せん断力を  ${}_bQ_{un}$ 、ラーメンの分担せん断力  ${}_fQ_{un}$  とすると、

$${}_bQ_{un} = \beta_i \times {}_iQ_{un} \quad (3-6)$$

$${}_fQ_{un} = (1 - \beta_i) \times {}_iQ_{un} \quad (3-7)$$

となる．

#### (4)筋かい構造の保有水平耐力 <sup>3.2)</sup>

1 組の K 形筋かい構造の終局時における保有水平耐力  ${}_bN_u$  は、引張耐力  $N_y$  と座屈後安定耐力の和である．2.6.3 に示したように、一般的に使用される細長比  $\lambda$  が 60～140 の範囲内では、一組の筋かいの耐力は、引張耐力と座屈後安定耐力の和とした鋼構造限界状態設計基準の値と、座屈後安定耐力を引張耐力の 30% としている Eurocode8 の値はほぼ同じであることから、設計式の単純化も考慮し、下式で定義することとする．

$${}_bN_u = 1.3N_y \quad (3-8)$$

筋かいの方向余弦を  $\cos\theta$  とすると 1 組の筋かいの保有水平耐力  ${}_bQ_{ud}$  は下式で表せる．

$${}_bQ_{ud} = 1.3N_y \cos\theta \quad (3-9)$$

#### (5)ラーメンの保有水平耐力

$i$  層の大梁の全塑性モーメントを  ${}_bMp_i$ 、階高を  $h_i$ 、柱の本数を  $n_i$  とすると、 $i$  層のラーメンの保有水平耐力  ${}_fQ_{ud}$  は下式で表せる．

$${}_fQ_{ud} = \frac{{}_bMp_i + {}_bMp_{i+1}}{h_i} n_i \quad (3-10)$$

また、1 階柱の全塑性モーメントを  ${}_cMp_1$  とすると、1 階のラーメンの保有水平耐力  ${}_fQ_{ud}$  は下式で表せる．

$${}_fQ_{ud} = \frac{{}_cMp_1 + {}_bMp_2}{h_1} n_1 \quad (3-11)$$

ラーメンのせん断力分担率が少ない場合、梁の断面が長期応力で決まる場合があるため、長期応力から決まる断面を算定し、それが必要保有水平耐力から決まる断面より大きな場合は、長期応力で決定した断面を採用する。

梁に生じる等分布荷重  $w$  は、長期荷重負担幅に、各層の重量（ここでは  $8\text{kN/m}^2$ ）を乗じた値である。梁に生じる曲げモーメント  $ML$  を固定端モーメントの 1.2 倍とする。

$$ML = 1.2 \times \frac{1}{12} wl^2 \quad (3-12)$$

### 3.2.2 解析方針

図 3.2 に示す筋かい付き剛接ラーメン構造の骨組を下記の方針により解析する。

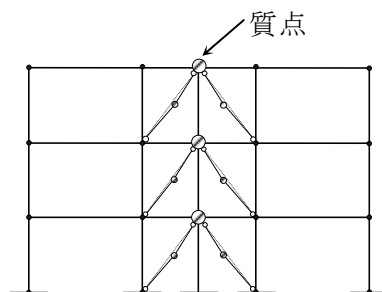


図 3.2 解析モデル

#### (1) 仮定条件

解析モデルを作成するにあたり、部材における仮定条件を下記とする。

- [1] 柱、梁、筋かいとも弾塑性部材とし、筋かいは座屈を考慮できるモデルとする。
- [2] 各層の質量は、筋かいの交点に縮約した質点とする。
- [3] 筋かいに初期たわみを与える。初期たわみは、材長の約 1/1000 とする。また、筋かい中央に筋かいの質量程度の質点を設ける。(図 3.3)
- [4] 柱脚は固定とする。
- [5] 大梁の剛性は、スラブによる剛性増大率を考慮して  $\phi=1.6$  とする。
- [6] 剛床仮定が成立するものとし、各階水平変位等値を行う。

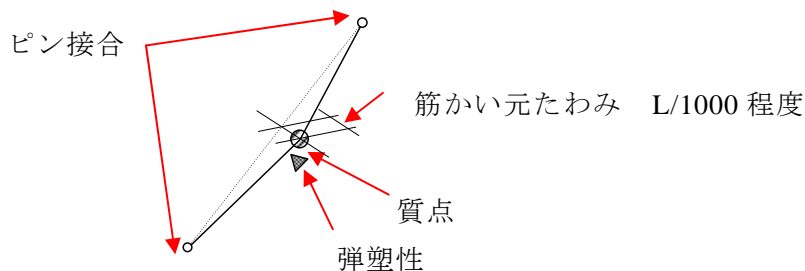


図 3.3 筋かいのモデル化



## (2)採用地震波

採用地震波は、米国における FEMA/SAC<sup>3.3)</sup>プロジェクトにより示されている地震波 20 波を用いた。地震動のレベルは、日本の建築基準法で示されている極めて稀に発生する地震動に相当する再現期間 475 年, 50 年超過確率 10%とし, BSE-1 地震動とよぶ。

図 3.4 に 20 波の加速度応答スペクトル (2%減衰) を示す。

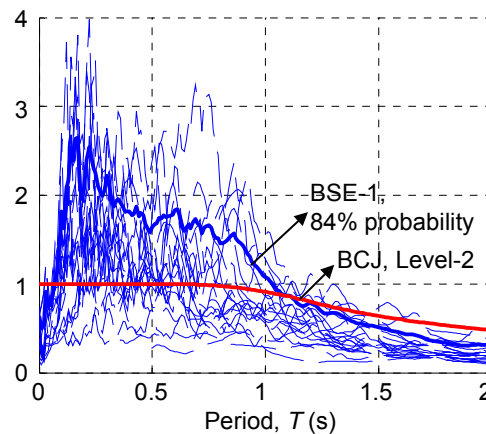


図 3.4 加速度応答スペクトル

## 3.3 等価 1 質点系モデル

### 3.3.1 等価 1 質点系モデルへの置換方法

3 階建て筋かい付き剛接ラーメン構造の解析を行うにあたり、構造特性係数  $D_s$ 、細長比  $\lambda$ 、筋かいの層せん断力分担率  $\beta$  を変数とするため、多数の解析モデルを作成する必要がある。従って、各変数に対する結果の解析傾向をわかりやすくするため、また解析処理を減らすために等価 1 質点系モデルに置換して解析を行う。ここでは、多層筋かい付き剛接ラーメン構造を等価 1 質点系モデルに置換する方法を述べる。

#### (1)等価高さおよび等価ベースシア係数の算定方法

多質点系を 1 質点系に置換する方法は、文献 3.4 に示す方法を参考にした。対象とする多質点系は下記の条件を満たすものとし、図 3-5 に示す。

- [1]各層の質量  $m$ 、階高  $h$  は等しい。
  - [2]筋かいとラーメンの剛性比  $k$ 、筋かいの層せん断力分担率  $\beta$  は各層同じである。
  - [3]1 次設計用地震荷重に対する各層の層間変形角は等しい。
- 多質点系を等価 1 質点系に置換するために、次の仮定を設ける。
- [1]1 質点系の全重量は多質点系のそれに等しい。
  - [2]1 質点系の固有周期は多質点系の 1 次固有周期に等しい。

[3]多質点系の1次モードは直線である.

[4]多質点系の1階柱脚転倒モーメントと回転角の関係を等価1質点系の関係とみなす.

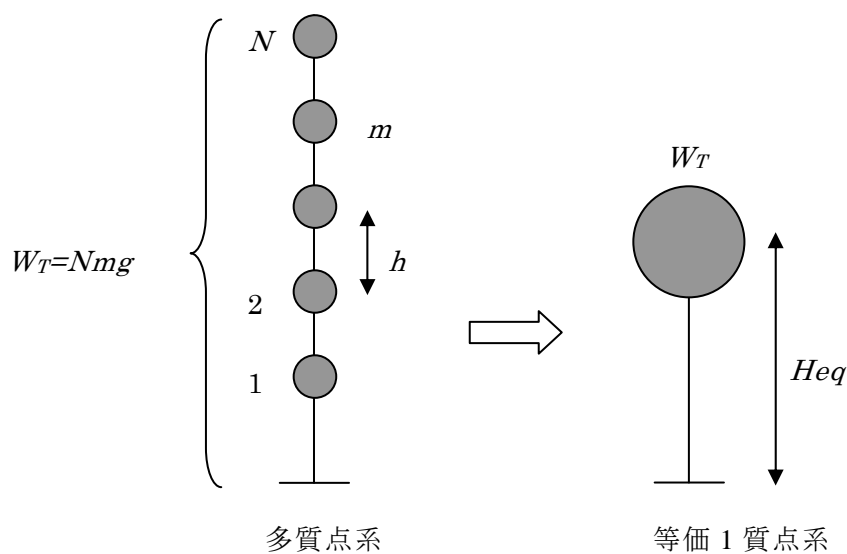


図 3-5 多質点系と等価1質点系

多質点系の転倒モーメント  $M_N^{OVT}$  は,  $i$  層の層せん断力を  $Q_i$  とすると, 次式で表される.

$$M_N^{OVT} = \sum_{i=1}^N Q_i h \quad (3-13)$$

ここで,

$M_N^{OVT}$ : 多質点系の転倒モーメント

$Q_i$ :  $i$  層の層せん断力

$h$ : 階高

なお,  $Q_i$  を下式で定義する.

$$Q_i = C_B A_i \alpha_i W_T \quad (3-14)$$

ここで,

$C_B$ : ベースシア係数

$A_i$ : 地震層せん断力の分布係数

$W_T$ : 全質量

$${}_i\alpha = \frac{\sum_{j=i}^N m_j g}{\sum_{j=1}^N m_j g} \quad (3-15)$$

$m : i$  層の質量

図 3-5 に示すように、等価 1 質点系の等価高さを  $H^{eq}$ ，等価ベースシアー係数を  $C_B^{eq}$  とすると、転倒モーメントは次式で表される．

$$M_1^{OVT} = C_B^{eq} W_T H^{eq} \quad (3-16)$$

(3-13)式と(3-16)式を等値すると次式が得られる．

$$C_B^{eq} H^{eq} = C_B h \sum_{i=1}^N A_i \alpha_i \quad (3-17)$$

多質点系の 1 次固有周期  ${}_1T_N$  は次式で表される．

$${}_1T_N^2 = \frac{4\pi^2 \sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N K_i ({}_1u_i - {}_1u_{i-1})^2} \quad (3-18)$$

ここで、 $\{{}_1u_i\}$  は 1 次の固有モードベクトルであり、多質点系の 1 次モードは直線であると仮定したため、次式が成立する．

$${}_1u_i = ih \quad (3-19)$$

また、 $K_i$  は  $i$  層のせん断剛性であり、次式で示される．

$$K_i = \frac{C_B A_i \alpha_i W_T}{\delta_y} \quad (3-20)$$

(3-18) 式、(3-19)式、(3-20)式より次式が得られる．

$${}_1T_N^2 = \frac{4\pi^2 \delta_y N(N+1)(2N+1)}{6C_B N g \sum_{i=1}^N A_i \alpha_i} \quad (3-21)$$

同様にして、等価 1 質点系の固有周期は次式で表せる．

$${}_1T_N^2 = \frac{4\pi^2 W_T}{Kg} = \frac{4\pi^2 \frac{\delta_y}{h} H^{eq}}{C_B^{eq} g} \quad (3-22)$$

(3-21)式、(3-22)式を等置して次式が得られる．

$$\frac{H^{eq}}{C_B^{eq}} = \frac{(N+1)(2N+1)h}{6C_B \sum_{i=1}^N A_i \alpha_i} \quad (3-23)$$

(3-17)式，(3-23)式より，等価 1 質点系の等価高さ  $H^{eq}$  および等価ベースシアー係数  $C_B^{eq}$  は下式となる．

$$\left( \frac{H^{eq}}{Nh} \right)^2 = \frac{(N+1)(2N+1)}{6N^2} \quad (3-24)$$

$$\left( \frac{C_B}{C_B^{eq}} \right)^2 = \frac{(N+1)(2N+1)}{6 \left( \sum_{i=1}^N A_i \alpha_i \right)^2} \quad (3-25)$$

## (2)等価な耐力および剛性

筋かい付きラーメン構造の等価 1 質点系モデルは図 3-6 に示すような 2 本の柱と 1 組の筋かいおよび剛な梁で構成する．梁端部には水平方向に自由な節点を設け，柱に生じる軸力は考慮しない．なお，柱と筋かいは弾塑性部材としてモデル化する，

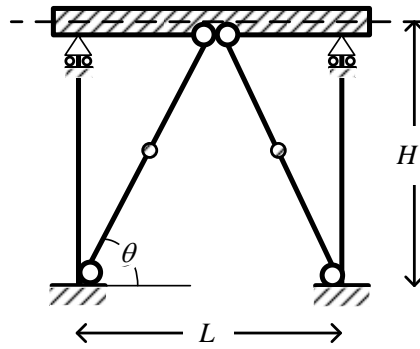


図 3-6 筋かい付きラーメン構造の等価 1 質点系モデル

この建物の重量を  $W$  とし，構造特性係数を  $D_s$  とすると，必要保有水平耐力  $Q_{un}$  は，

$$Q_{un} = D_s \times W \quad (3-26)$$

必要保有水平耐力時の筋かいの分担率を  $\beta$  とすると，必要保有水平耐力時の筋かいの分担せん断力を  $_b Q_{un}$ ，ラーメンの分担せん断力  $_f Q_{un}$  とすると，

$$_b Q_{un} = \beta \times D_s \times W \quad (3-27)$$

$$_f Q_{un} = (1 - \beta) \times D_s \times W \quad (3-28)$$

となる．

筋かいに着目すると，式(3-8)より 1 組の筋かいの必要保有水平耐力  $_b N_u$  を下記とする．

$${}_bN_u = 1.3N_y \quad (3-29)$$

$$N_y = {}_b\sigma_y A \quad (3-30)$$

となる．ここで，

${}_b\sigma_y$ ：筋かいの降伏応力度

${}_bA$ ：筋かいの断面積

である．

式(3-27)，式(3-29)，式(3-20)より，筋かいの断面積は下記のように表せる．

$${}_bQ_{un} = \beta \times Ds \times W = 1.3N_y \cos \theta \quad (3-31)$$

$${}_bA = \frac{\beta \times Ds \times W}{1.3 {}_b\sigma_y \cos \theta} \quad (3-32)$$

以上により，重量  $W$ ，構造特性係数  $Ds$ ，筋かいの分担率  $\beta$ ，筋かいの方向余弦  $\cos \theta$ （高さ  $H$  とスパン  $L$ ），筋かいの材料強度  ${}_b\sigma_y$  が決まれば，必要な筋かいの断面積を求めることができる．

ラーメンに着目すると，剛梁に 2 本の柱を有するフレームの必要保有水平耐力  ${}_fQ_{un}$  は，柱の全塑性モーメントを  ${}_cMp$  とすると，

$${}_fQ_{un} = 2 \times \frac{2 {}_cMp}{H} \quad (3-33)$$

となる．

ここで柱を幅  $B$ ，せい  $D$  の矩形断面とすると，柱の断面 2 次モーメント  ${}_cI$  および塑性断面係数  ${}_cZp$  は下式で表せる．

$${}_cI = \frac{BD^3}{12} \quad (3-34)$$

$${}_cZp = \frac{BD^2}{4} \quad (3-35)$$

柱の降伏応力度を  ${}_c\sigma_y$  とすると，柱の全塑性モーメント  ${}_cMp$  は，

$${}_cMp = {}_c\sigma_y {}_cZp = {}_c\sigma_y \times \frac{3 {}_cI}{D} \quad (3-36)$$

となり，柱の断面 2 次モーメント  ${}_cI$  は下式で表せる．

$${}_fQ_{un} = (1 - \beta) \times Ds \times W = 2 \times \frac{2 {}_cMp}{H} \quad (3-37)$$

$${}_cI = \frac{(1 - \beta) \times Ds \times W \times H \times D}{12 {}_c\sigma_y} \quad (3-38)$$

以上により，重量  $W$ ，構造特性係数  $Ds$ ，ラーメンの分担率  $1 - \beta$ ，モデル高さ  $H$ ，

柱の材料強度 ${}_c\sigma_y$ 及び矩形柱断面のせい $D$ を決定すれば、必要な柱の断面 2 次モーメントを求めることができる。

解析対象とする筋かい付きラーメン構造の、重量  $W$ 、構造特性係数  $D_s$ 、筋かいの分担率  $\beta$ 、筋かいの方向余弦  $\cos\theta$ （高さ  $H$  とスパン  $L$ ）、筋かいの材料強度 ${}_b\sigma_y$ 、柱の材料強度 ${}_c\sigma_y$ 及び矩形断面のせい $D$ を決定すれば、等価な耐力を持つ等価 1 質点系を求めることができる。

等価 1 質点系の筋かいおよびラーメンそれぞれの固有周期を多質点系筋かい付きラーメン構造の各固有周期（剛性）が等価になるような、筋かいの方向余弦  $\cos\theta$ （高さ  $H$  とスパン  $L$ ）および矩形柱断面のせい $D$ を求める。

等価 1 質点系モデルの層剛性はラーメン（2 本の柱）の剛性と筋かいの（1 組の筋かい）剛性の和である。

筋かいのせん断剛性 $K_b$ は下式で表せる。

$$K_b = 2 \times \frac{E_b A}{H} \sin\theta \cos^2\theta \quad (3-39)$$

ラーメンのせん断剛性 $K_f$ は下式で表せる。

$$K_f = 2 \times \frac{12 E_c I}{H^3} \quad (3-40)$$

ここで、

$E$ ：鉄骨のヤング係数

筋かいだけの必要保有水平耐力 ${}_bQ_{um}$ に着目すると、式(3-31)より、

$${}_bQ_{um} = \frac{C_B^{eq}}{C_B} \times \beta \times D_s \times W = 1.3 {}_b\sigma_y {}_bA \cos\theta \quad (3-41)$$

$${}_bA = \frac{\frac{C_B^{eq}}{C_B} \times \beta \times D_s \times W}{1.3 {}_b\sigma_y \cos\theta} \quad (3-42)$$

となり、式(3-39)から、筋かいだけのせん断剛性 $K_b$ は下式で表せる。

$$K_b = 2 \times \frac{E_b A}{H} \sin\theta \cos^2\theta = 2 \times \frac{E \frac{C_B^{eq}}{C_B} \times \beta \times D_s \times W}{1.3 {}_b\sigma_y \cos\theta} \sin\theta \cos^2\theta = \frac{4\pi^2}{T_b^2} \left( \frac{W}{g} \right) \quad (3-43)$$

筋かいのみの固有周期 $T_b$ がわかれば、式(3-43)より、等価 1 質点系のスパン  $L$  を決定することができ、筋かい断面積 ${}_bA$ を求めることができる。

筋かいを円形鋼管とすると、細長比 $\lambda$ を決めれば、断面 2 次半径 $i$ から、断面 2 次

モーメント  $I$  が求まり，筋かいをモデル化することができる．

ラーメン（柱）だけの必要保有水平耐力  ${}_fQ_{um}$  に着目すると，式(3-37)より，

$${}_fQ_{um} = \frac{C_B^{eq}}{C_B} \times (1 - \beta) \times Ds \times W = 2 \times \frac{2_c Mp}{H} = 2 \times \frac{2 \times {}_c \sigma \times \frac{3_c I}{D}}{H} \quad (3-44)$$

となり，式(3-40)から，ラーメン（柱）だけのせん断剛性  $K_f$  は下式で表せる．

$$K_f = 2 \times \frac{12 E_c I}{H^3} = \frac{4 \pi^2}{T_f^2} \left( \frac{W}{g} \right) \quad (3-45)$$

純ラーメンのみの固有周期  $T_f$  がわかれば，式(3-45)より矩形断面と仮定した柱の断面 2 次モーメント  ${}_c I$  を求めることができる．また，式(3-46)より柱せい  $D$  が求まり，ラーメン（柱）をモデル化することができる．

### (3)筋かいおよびラーメンの固有周期算定方法

筋かい付きラーメン構造の剛性は，層数，スパン数，階高，スパン，柱せい，梁せいなどにより異なる．等価 1 自由度系のケーススタディーを行うにあたり，すべてのケースの固有周期を多層骨組から求めるためには，多層骨組の固有値解析をすべてのケースにおいて行う必要がある．ここでは，筋かいだけの固有周期と純ラーメン構造の固有周期を，基準化した  $Ds$ （耐力）毎に定め，それらを用いて等価 1 質点系モデルを作成する方法について述べる．

解析対象骨組として，等価 1 質点系モデルに縮約する前の図 3-7 に示すような筋かい付きラーメン構造の層数，スパン数，階高，スパンを決定する．

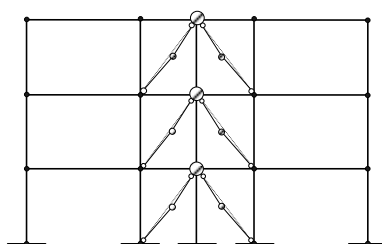


図 3-7 筋かい付きラーメン構造

まず，図 3-7 から筋かいを取り除いた，図 3-8 に示すような純ラーメン構造に対し，3.2 節の設計方針に示した方法で，構造特性係数  $Ds$  を 0 から 0.5 まで 0.05 毎に定めた必要保有耐力を有する柱および大梁を設計する．ここで，大梁は長期荷重を考慮して断面を定める．基準  $Ds$  毎に純ラーメン骨組に対して固有値解析を行い，図 3-9 に示すような基準  $Ds$  ( $= (1 - \beta) Ds$ ) と固有周期の関係を求める．

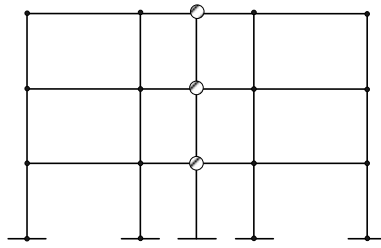


図 3-8 純ラーメン構造

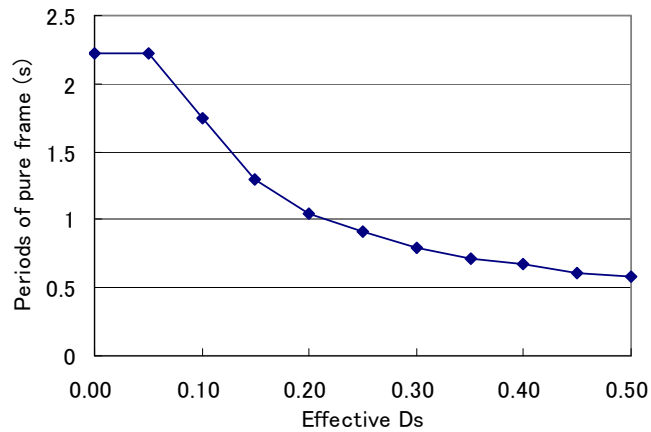


図 3-9 基準  $D_s$  と固有周期の関係（純ラーメン構造）

同様に，基準  $D_s$  に対する筋かいだけの固有周期を求める．図 3-10(b)に示す構造特性係数  $D_s$  を 0.2 として設計した純ラーメン骨組に対して，図 3-10(c)に示す筋かいだけの保有水平耐力が，構造特性係数  $D_s$  が 0 から 0.5（0.05 毎）となるような筋かい付きラーメン構造（図 3-10(a)）の固有値解析を行う．筋かい付きラーメン構造，純ラーメン構造，筋かい構造の固有周期をそれぞれ， $T$ ， $T_f$ ， $T_b$  とすると，筋かい構造の固有周期は次式で求められ，図 3-11 に示すような筋かいだけの場合の基準  $D_s$  ( $=\beta D_s$ ) と固有周期の関係を求めることができる．

$$\frac{1}{T_b^2} = \frac{1}{T^2} - \frac{1}{T_f^2} \quad (3-46)$$



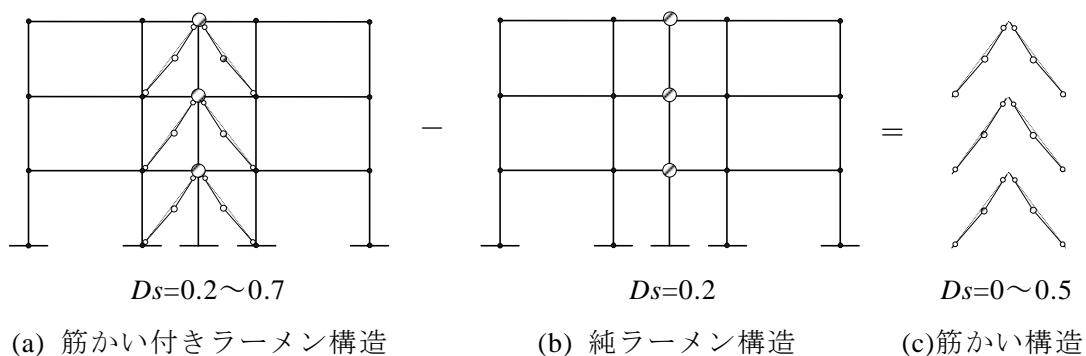


図 3-10 筋かい構造の固有周期算定方法

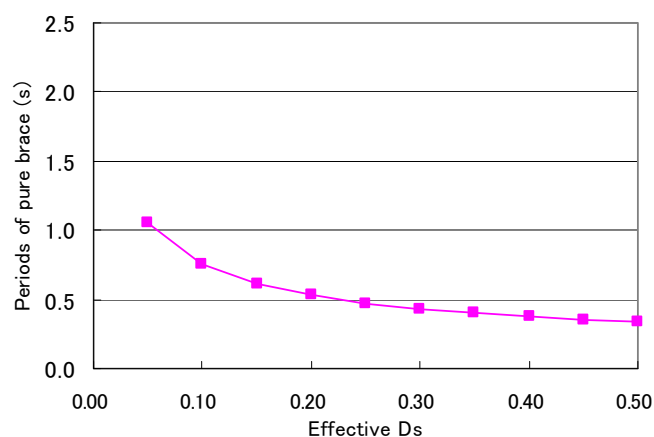


図 3-11 基準  $D_s$  と固有周期の関係（筋かい構造）

純ラーメン構造および筋かい構造の基準  $D_s$  と固有周期の関係から、等価 1 自由度系の純ラーメン構造および筋かいだけのせん断剛性  $K_f$ 、 $K_B$  を求めれば、式(3-43)、式(3-45)から等価 1 自由度系モデルを定めることができる。

等価 1 質点系モデルへの置換方法の妥当性については、3.4 で述べる。

### 3.3.2 解析モデル

図 3-12 に示す 2 種類の 3 階建て建物を等価 1 質点系に置換したモデルに対して解析を行う。解析対象骨組は、各モデルの X 方向最外周フレームとする。各モデルの基準スパンは 6m とし、各モデルにおいて長期応力の条件および質量を変化させるため、直交フレームのスパンを 7~8m とする。X 方向の耐震架構は、モデル 1 を 4 フレーム、モデル 2 を 2 フレームとする。

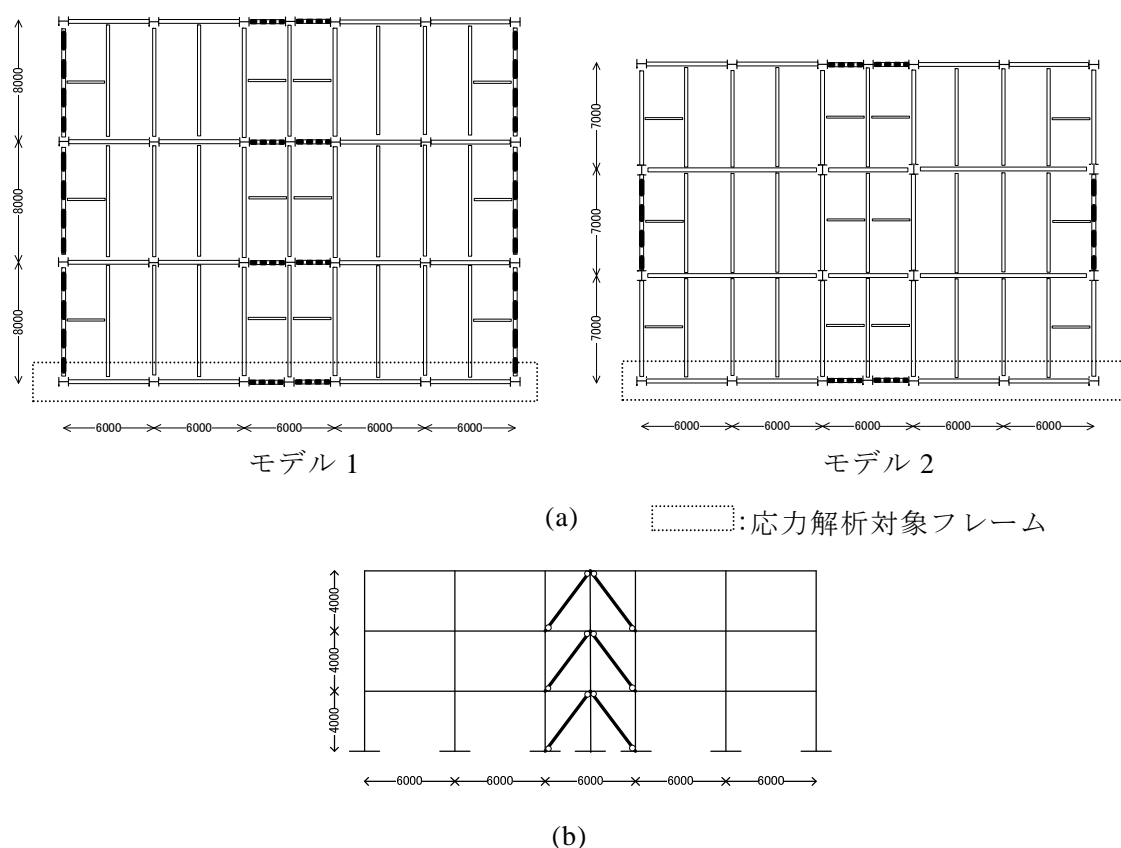


図 3-12 3 階建て解析モデル：(a)梁伏図；(b)軸組図

各モデルの基準スパン，1 層分の質量，長期荷重負担幅，地震荷重負担幅を表 3-2 に示す．

表 3-2 各モデルの諸元

モデル名	直交基準スパン	質量 (1 層分)	長期負担幅	地震時負担幅
モデル 1	8m	1440kN	4.0m	6.0m=24.0/4
モデル 2	7m	2520kN	3.5m	10.5m=21.0/2

一般的に用いられる細長比の範囲は，2.6 で述べたように 60～140 であり，解析対象を 60,100,140 とする．構造特性係数  $D_s$  の範囲は 0.25,0.30,0.40,0.50 とし，保有水平耐力時の筋かいの層せん断力分担率  $\beta$  は，0.0,0.1,0.3,0.5,0.7,0.9 とする．

### 3.3.3 固有周期

各モデルにおいて，構造特性係数  $D_s$ ，保有水平耐力時の筋かいの層せん断力分担率  $\beta$  を変数として骨組を設計する．図 3-13 に，3 階建てモデルから求めた，基準  $D_s$  に対

する純ラーメンおよび筋かいだけの固有周期を示す。図 3-13 を元に算出した各モデルの  $D_s$  および  $\beta$  ごとの固有周期を表 3-3, 図 3-14 に示す。いずれのモデルに対しても,  $D_s$  および  $\beta$  が小さく純ラーメンに近いほど固有周期は長くなる。

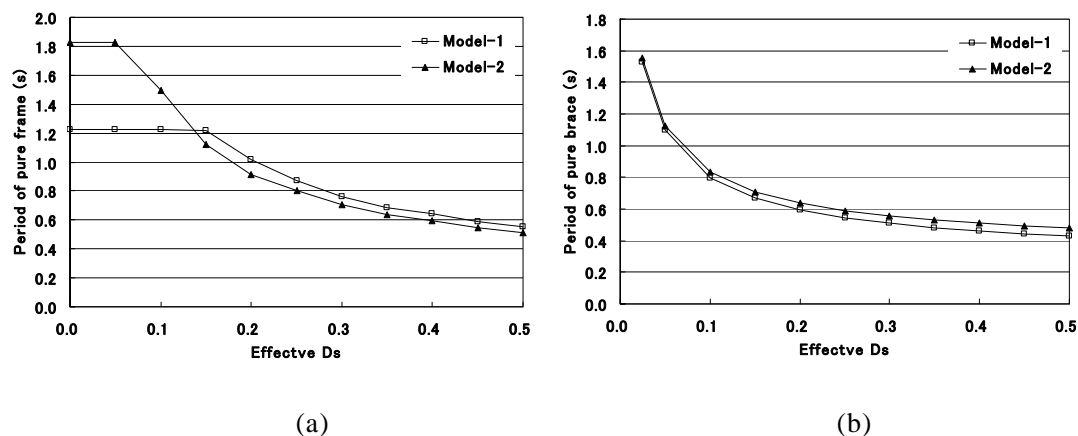


図 3-13 純ラーメンおよび筋かい骨組の固有周期：(a)純ラーメン構造；(b) 筋かい構造

表 3-3 各モデルにおける 1 質点系モデルの固有周期

		$\beta$						
		$D_s$	0.0	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
モデル 1		0.25	0.835	0.772	0.697	0.618	0.551	0.512
		0.30	0.727	0.682	0.618	0.574	0.515	0.475
		0.40	0.618	0.577	0.527	0.499	0.469	0.430
		0.50	0.528	0.500	0.464	0.447	0.436	0.404
モデル 2		0.25	0.772	0.723	0.674	0.635	0.602	0.568
		0.30	0.673	0.636	0.611	0.573	0.565	0.534
		0.40	0.564	0.545	0.519	0.507	0.512	0.490
		0.50	0.465	0.474	0.454	0.456	0.467	0.472

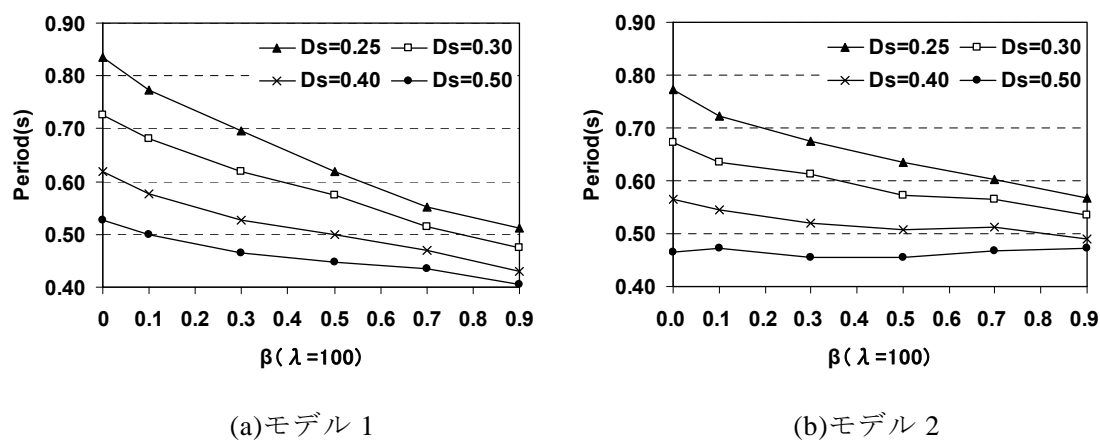


図 3-14 各モデルにおける 1 質点系モデルの固有周期

### 3.3.4 時刻歴応答解析結果

各モデルに対して、超過確率 50 年 10%となる BSE-1 地震波 20 波に対して解析を行った結果を図 3-15 および図 3-16 に示す。解析結果は、平均値に標準偏差 $\sigma$ を加えた値(84 パーセントタイル)とする。解析結果は、モデル毎に抜粋して下記の順に示す。

(a) $D_s$  ごとの層間変形角 ( $\lambda=60,100,140$ )

(b) $\lambda$  ごとの層間変形角 ( $D_s=0.25,0.3,0.40,0.50$ )

(c) $D_s$  ごとの最大応答せん断力 ( $\lambda=60,100,140$ )

(d) $D_s=0.25$ ,  $\beta=0$  の層間変形角を基準とした  $D_s$  毎の層間変形角の割合 ( $\lambda=60,100,140$ )

層間変形角は、モデル 1 が 0.6%~1.8%、モデル 2 が 0.7%~1.6%であり、モデルによる大きな差はみられない。

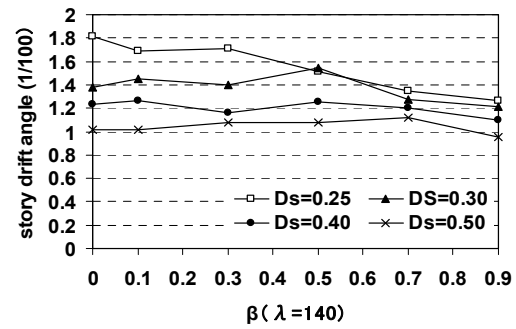
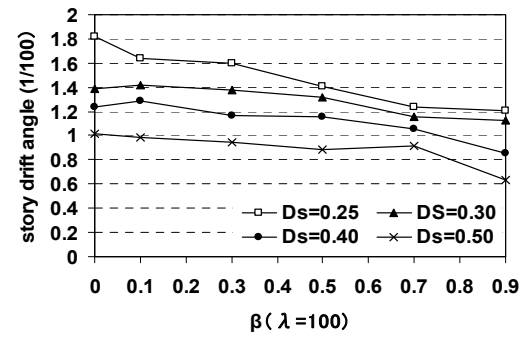
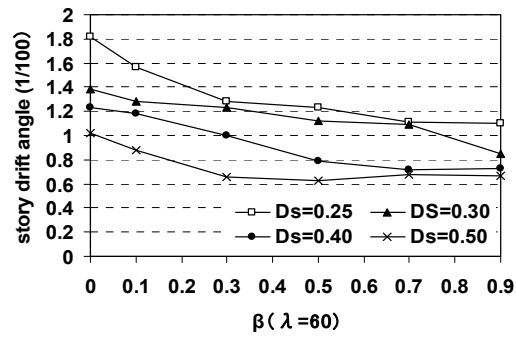
$D_s$  に対する層間変形角のばらつきは、 $\beta$ が大きくなるとばらつきが小さくなる。また、層間変形角は、原則、 $D_s$  が大きいほど、また、 $\beta$ が大きいほど小さくなり、筋かいが層間変形制御に有効であるが、 $\lambda$ が大きくなるとその効果は小さくなり、 $D_s$  が 0.5、 $\lambda$ が 140 の場合は $\beta$ が大きくなると層間変形角も少し大きくなる。

$\lambda$ に対する層間変形角のばらつきは、 $\beta$ が大きくなると筋かいの分担率が大きくなり細長比の影響を受けやすくなるため大きくなる。また、 $\lambda$ が大きくなると層間変形角は大きくなるが、 $\lambda$ が 60 の場合と 140 の場合の層間変形角の差は最大でも 20%程度である。

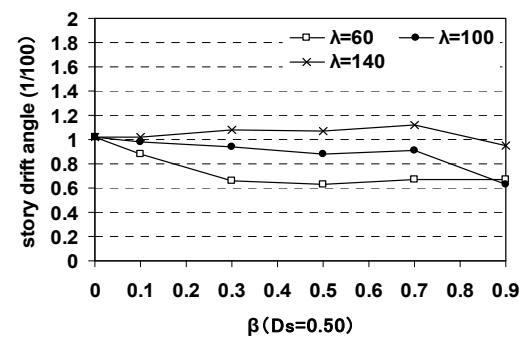
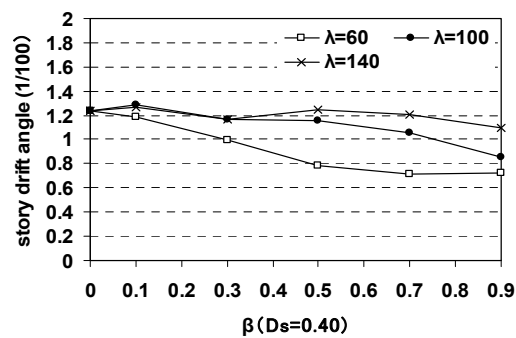
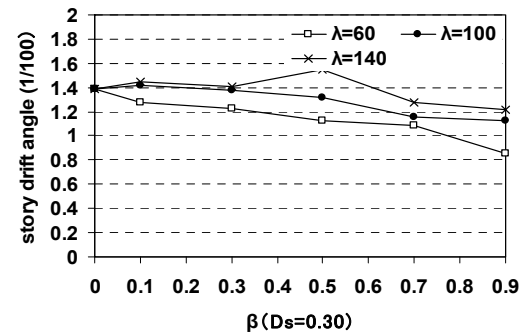
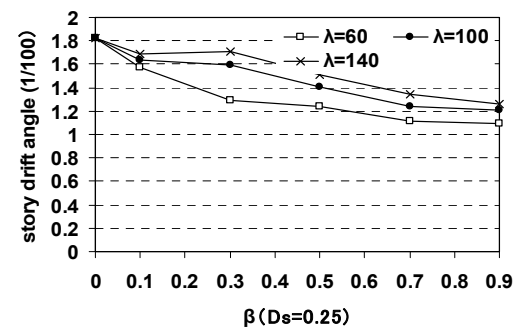
$D_s$  に対する最大応答層せん断力は、 $\beta$ が大きくなるほど層せん断力は大きくなる。また、 $\lambda$ が大きいと層せん断力は小さくなり、その傾向は $\beta$ が大きくなると顕著になり、その差は最大で 20%程度である。

$D_s$  を 0.25、 $\beta$ を 0 (純ラーメン) とした時の層間変形角を基準とした  $D_s$  ごとの層間変形角の割合は、 $D_s$ ,  $\lambda$ ,  $\beta$ に係わらず、いずれのモデルにおいても、 $D_s$  を 0.25、 $\beta$ を 0 としたモデルのそれよりも小さい。 $D_s$  が 0.25 から 0.5 の範囲では、モデル 1 は 0.3~1.0 倍、モデル 2 は 0.4~1.0 倍程度である。筋かい構造の  $D_s$  を 0.3 として設計すると、 $D_s$  を 0.25 とした純ラーメン構造の層間変形角に対して、 $\lambda$ が 60 の場合は 0.5~0.8 倍、 $\lambda$ が 100 の場合は 0.6~0.8 倍、 $\lambda$ が 140 の場合は 0.7~0.9 倍となる。

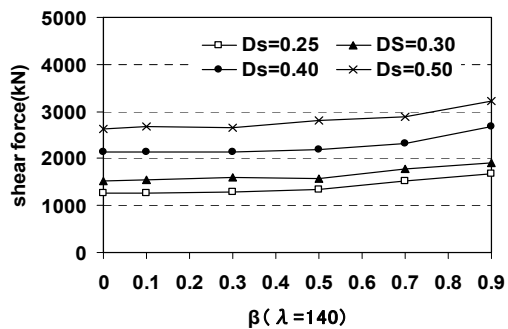
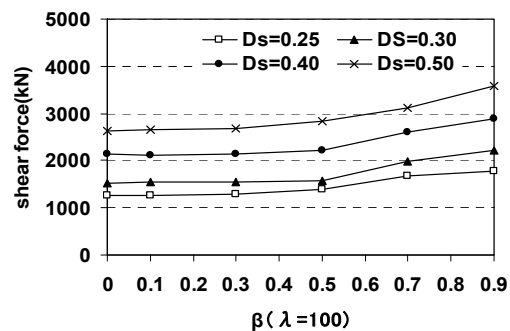
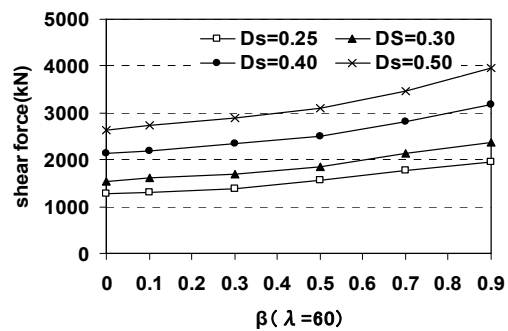
以上により、筋かい構造は、筋かいの分担率 $\beta$ にかかわらず、 $D_s$  を 0.25 として設計した純ラーメン構造の層間変形角は常に小さくなる。また、一組の筋かいの耐力を、引張筋かいの 1.3 倍の耐力として評価しても、細長比60~140の範囲では層間変形角が増大する等の傾向はみられない。



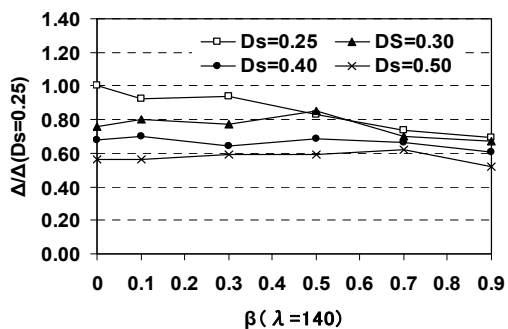
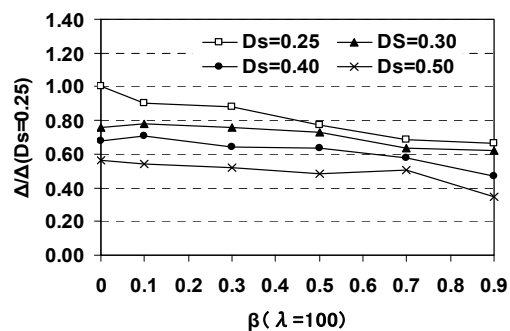
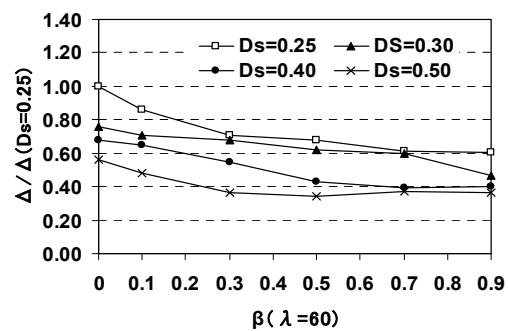
(a)  $D_s$  に対する層間変形角



(b)  $\lambda$  に対する層間変形角

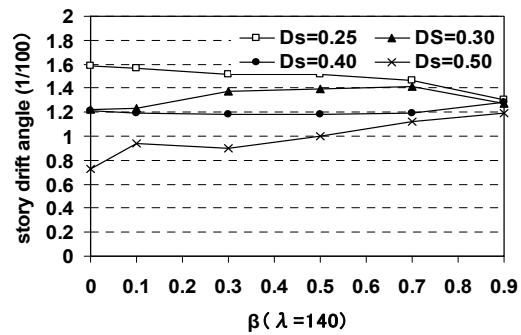
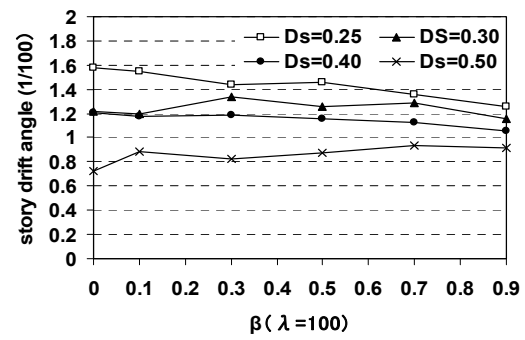
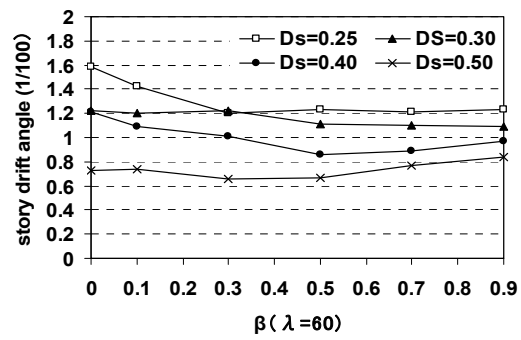


(c)  $D_s$  に対する最大層応答せん断力

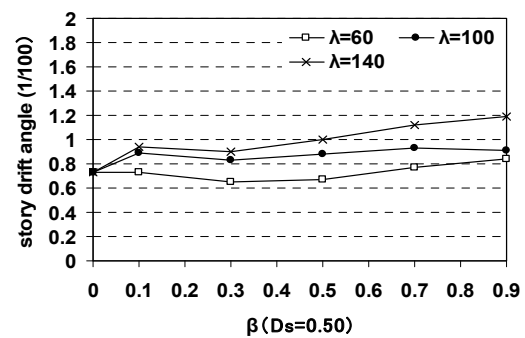
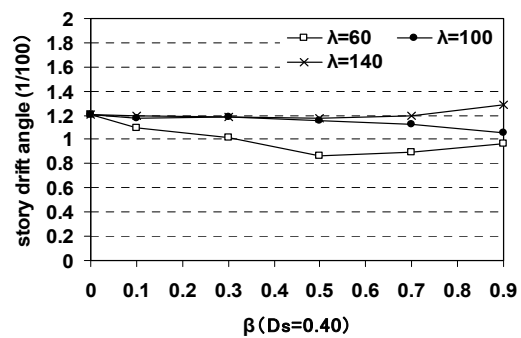
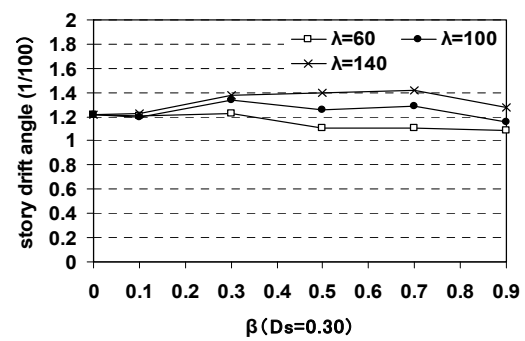
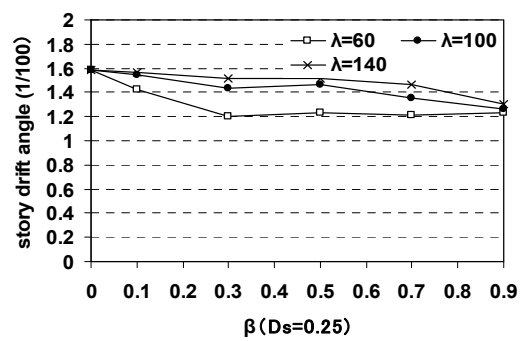


(d)  $D_s=0.25$ ,  $\beta=0.0$  の層間変形角を基準とした  $D_s$  に対する層間変形角の割合

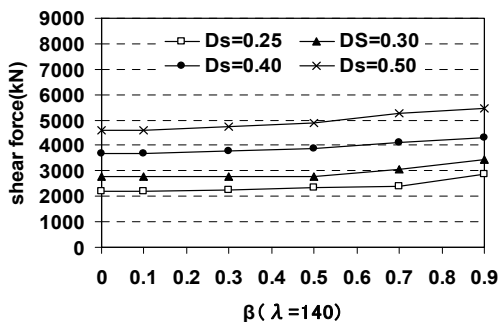
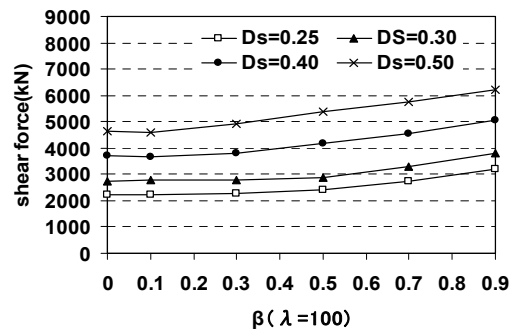
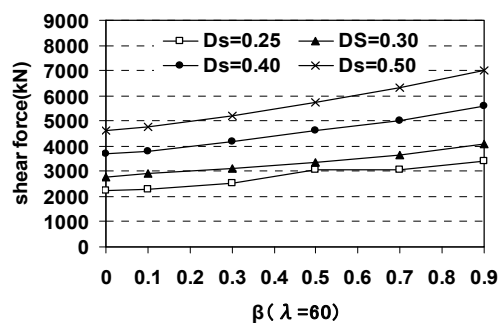
図 3-15 モデル 1 の解析結果



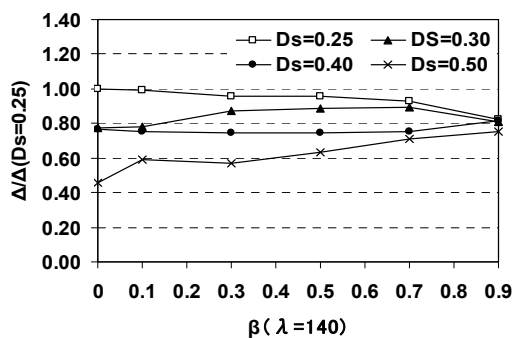
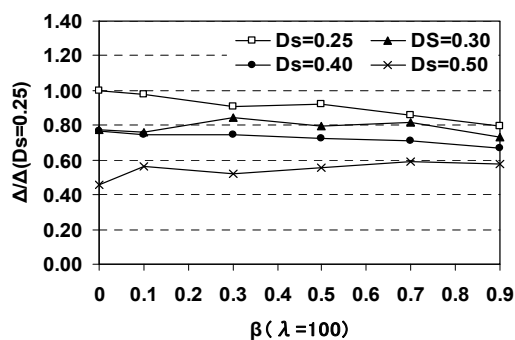
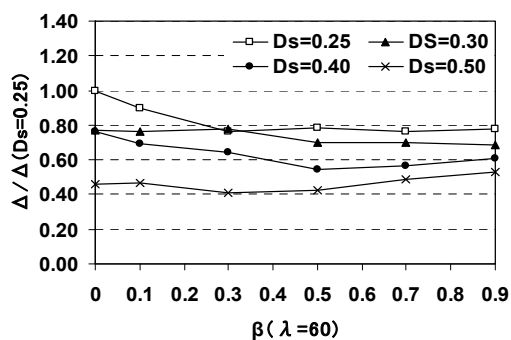
(a)  $D_s$  に対する層間変形角



(b)  $\lambda$  に対する層間変形角



(b)  $D_s$  に対する最大応答層せん断力



(d)  $D_s=0.25$ ,  $\beta=0.0$  の層間変形角を基準とした  $D_s$  に対する層間変形角の割合

図 3-16 モデル 2 の解析結果



### 3.4 3階建て筋かい付き剛接ラーメン構造

#### 3.4.1 基準モデルと等価1質点系モデルとの比較

##### (1) 3階建てモデルの基本性状

ここでは，3階建て筋かい付き剛接ラーメン構造について考える．まず，3.3で示した等価1質点系モデルの妥当性を検証する．

解析対象とするモデルを，図3-12に示すモデル2とし，軸組図を図3-17に示す．解析モデルの条件を下記とする．支配面積分の長期軸力を考慮する（↓印）．

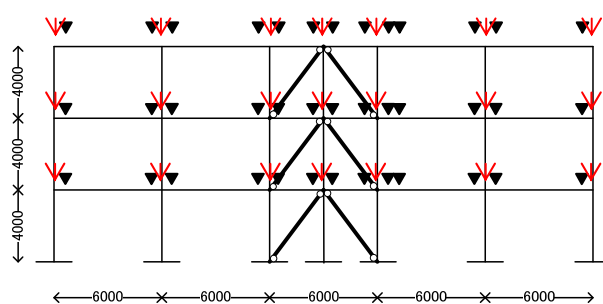


図 3-17 3階建てモデル軸組図

表 3-4 にモデルの諸元を示す．

表 3-4 各モデルの諸元

モデル名	直交基準スパン	質量（1層分）	長期負担幅	地震時負担幅
モデル2	7m	2520kN	3.5m	10.5m=21.0/2

変数として，構造特性係数  $D_s$  は 0.3，層せん断力分担率  $\beta$  は，0.0，0.1，0.3，0.5，0.7，0.9 の 6 種類とし，細長比  $\lambda$  は，60，100，140 の 3 種類とする．表 3-5 に細長比  $\lambda$  が 100 の場合の部材断面表を示す．

表 3-5 部材断面表

## (a) 純ラーメン

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-428x428x15x22	H-299x150x9x16	—	—
2F	H-428x428x15x22	H-504x175x9x16	—	—
1F	H-428x428x15x22	H-549x200x9x16	—	—

(b)  $\beta=0.1$ ,  $\lambda=100$ 

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-434x434x13x19	H-299x150x9x16	P-143x1.3	0.1
2F	H-434x434x13x19	H-466x175x9x16	P-143x2.0	0.1
1F	H-434x434x13x19	H-556x200x9x16	P-144x2.5	0.1

(c)  $\beta=0.3$ ,  $\lambda=100$ 

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-384x384x13x19	H-299x150x9x16	P-145x3.8	0.3
2F	H-384x384x13x19	H-420x150x9x16	P-147x6.1	0.3
1F	H-384x384x13x19	H-495x175x9x16	P-149x7.6	0.3

(d)  $\beta=0.5$ ,  $\lambda=100$ 

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-353x353x11x16	H-299x150x9x16	P-148x6.3	0.5
2F	H-353x353x11x16	H-324x150x9x16	P-151x10.1	0.5
1F	H-353x353x11x16	H-418x150x9x16	P-154x12.7	0.5

(e)  $\beta=0.7$ ,  $\lambda=100$ 

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-276x276x11x16	H-299x150x9x16	P-150x8.8	0.7
2F	H-276x276x11x16	H-299x150x9x16	P-155x14.2	0.7
1F	H-276x276x11x16	H-299x150x9x16	P-158x17.9	0.7

(f)  $\beta=0.9$ ,  $\lambda=100$ 

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-224x224x11x16	H-299x150x9x16	P-152x11.3	0.9
2F	H-224x224x11x16	H-299x150x9x16	P-159x18.3	0.9
1F	H-224x224x11x16	H-299x150x9x16	P-163x23.1	0.9

## (2) 解析結果

3.2.2 で示した超過確率 10%/50yr.となる BSE-1 地震動 20 波に対して解析を行った結果を示す。なお、応答値は 84 パーセントタイルである。表 3-6 および図 3-18 に 3 階建てモデルおよび 3.3.3 で検討した等価 1 質点系モデルの固有周期を示す。固有周期の差は最大で 3%程度であり、よい相関を示している。

表 3-6 3 階建てモデルおよび等価 1 質点系モデルの固有周期

$\beta$	3 階建てモデル( $D_s=0.3$ )			等価 1 質点系モデル( $D_s=0.3$ )		
	$\lambda$			$\lambda$		
	60	100	140	60	100	140
0.0	0.693	0.693	0.693	0.673	0.673	0.673
0.1	0.642	0.643	0.641	0.636	0.636	0.637
0.3	0.603	0.603	0.606	0.611	0.611	0.612
0.5	0.580	0.580	0.583	0.572	0.573	0.574
0.7	0.568	0.568	0.570	0.564	0.565	0.565
0.9	0.552	0.553	0.554	0.533	0.534	0.535

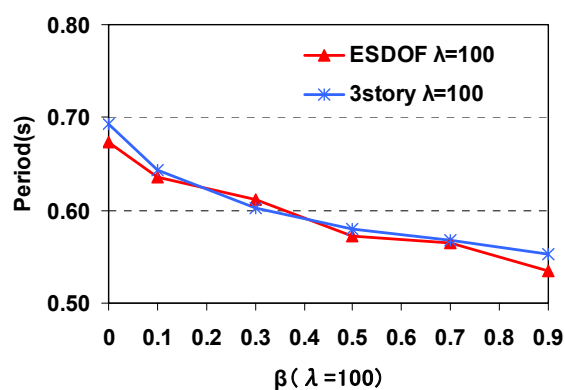
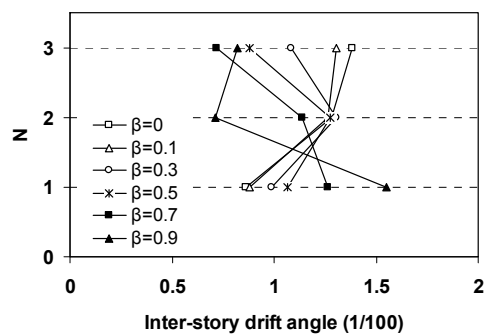


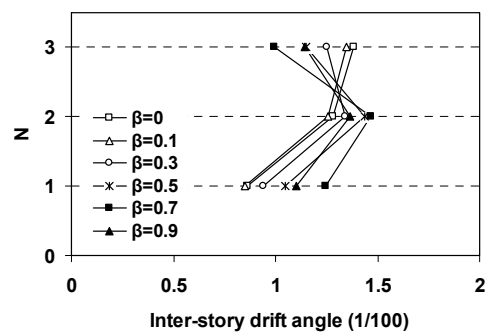
図 3-18 3 階建てモデルと等価 1 質点系モデルの固有周期比較

図 3-19 に各モデルの層間変形角を示す．層間変形角は 0.7%～1.5%である．層間変形角が最大となる層は， $\lambda$ が 100 および 140 の場合， $\beta$ が小さい場合は 3 階， $\beta$ が大きくなるに従って 2 階へと変化する．一方， $\lambda$ が 60 と小さい場合は， $\beta$ が小さい場合は 3 階， $\beta$ が大きくなるに従って，2 階，1 階へと変化する．各層における層間変形角は一樣とはならないが，いずれのモデルにおいても，等価 1 質点系モデルによる  $D_s$  を 0.25 とした設計した純ラーメンの層間変形角 1.6%より小さくなっている．

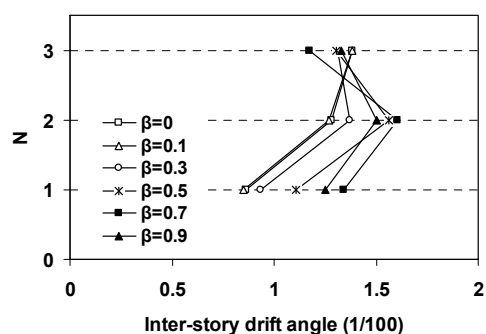
図 3-20 に最大応答層せん断力を示す．等価 1 質点系の場合は， $\beta$ が大きくなると応答層せん断力が大きくなる顕著な傾向があったが，3 階建てモデルの場合は， $\lambda=60$  の場合は $\beta$ が大きいと応答層せん断力も大きくなる傾向にあるものの， $\lambda=140$  の場合は $\beta$ が大きいと筋かいの座屈による耐力低下の影響を受け，応答層せん断力は小さくなる．



(a)  $D_s=0.3$ ,  $\lambda=60$

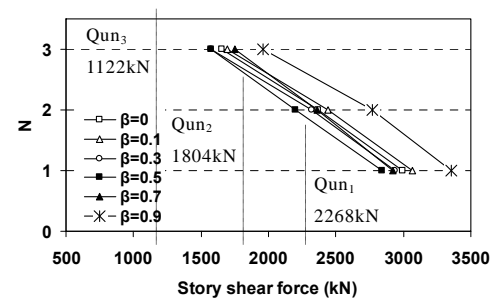


(b)  $D_s=0.3$ ,  $\lambda=100$

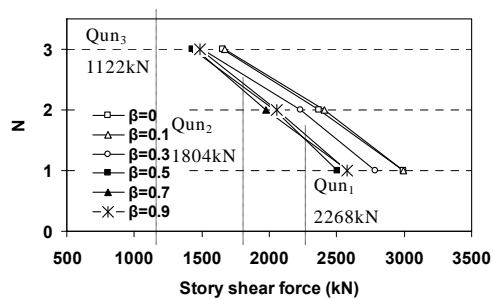


(c)  $D_s=0.3$ ,  $\lambda=140$

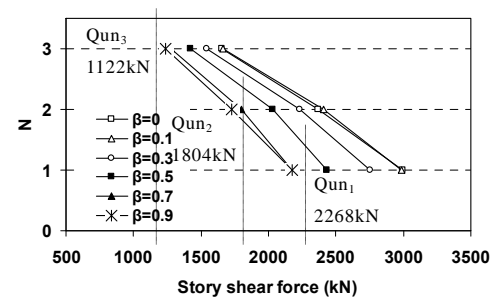
図 3-19 3 階建てモデル層間変形角



(a)  $D_s=0.3$ ,  $\lambda=60$



(b)  $D_s=0.3$ ,  $\lambda=100$



(c)  $D_s=0.3$ ,  $\lambda=140$

図 3-20 3 階建てモデル最大応答層せん断力

なお、2次設計用層せん断力は表 3-7 に示す通りである。

表 3-7 2次設計用層せん断力

	1F	2F	3F
$D_s=0.3$	2268 kN	1804kN	1122kN

図 3-21 に3階建てモデルと等価1質点系モデルの頂部変形角を比較したものを示す。3階建てモデルに対して等価1質点系モデルの頂部変形は大きくなる傾向にあるが、0.95～1.15 倍程度でよい相関を示している。

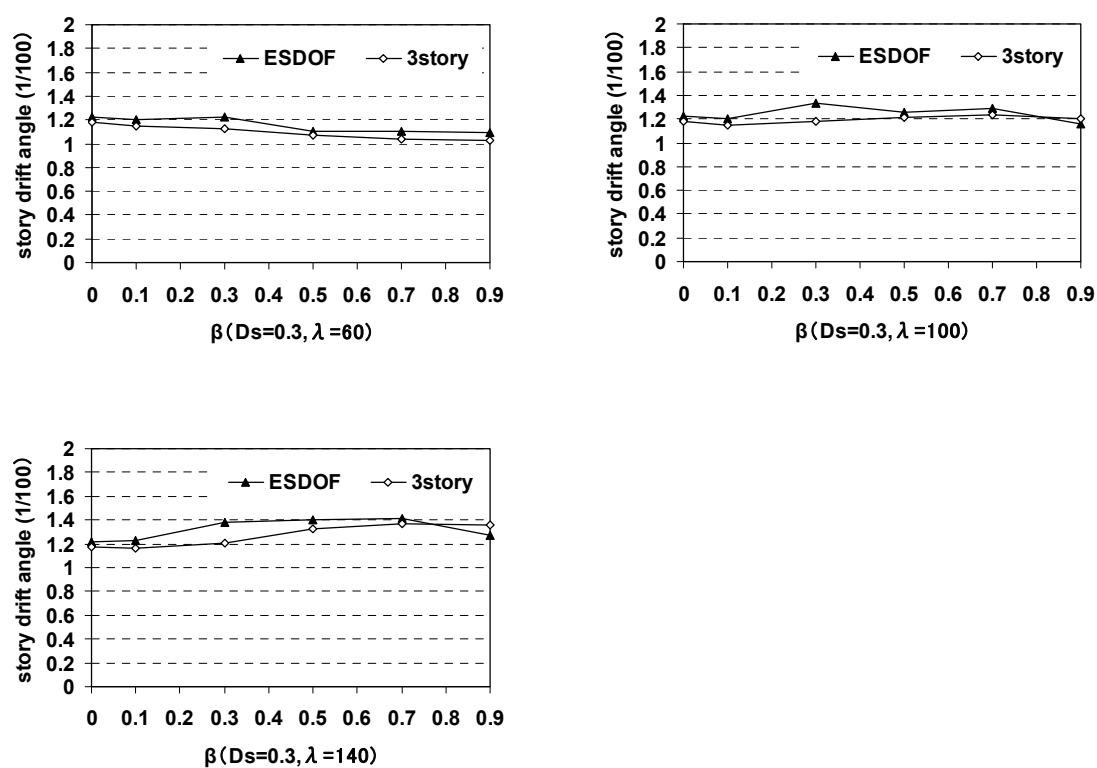


図 3-21 3階建てモデルと等価1質点系モデルの頂部変形角の比較

### 3.4.2 各層で筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデル

#### (1)解析モデル

等価 1 質点系モデルにおいては，筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ は各層において一定と仮定したが，実際の骨組では一般的に低層部の方が筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ は大きい．ここでは，図 3-17 に示すモデルに対し，表 3-8 に示すような低層部の $\beta$ を大きくした 2 種類のモデルに対して解析を行う．

表 3-8 各層で筋かいの分担率が異なるモデル

構造特性係数 $D_s$	細長比 $\lambda$	筋かい分担率 $\beta$		
		1F	2F	3F
0.3	100	0.9	0.7	0.5
0.3	100	0.5	0.3	0.1

表 3-9 に部材断面表を示す．

表 3-9 部材断面表

(a)  $\beta=0.9-0.7-0.5$

	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
3F	0.5	H-251x251x11x16	H-299x150x9x16	P-148x6.3	100
2F	0.7	H-247x247x11x16	H-299x150x9x16	P-155x14.2	100
1F	0.9	H-224x224x11x16	H-299x150x9x16	P-163x23.1	100

(b)  $\beta=0.5-0.3-0.1$

	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
3F	0.1	H-334x334x11x16	H-299x150x9x16	P-148x1.3	100
2F	0.3	H-372x372x11x16	H-416x175x9x16	P-147x6.1	100
1F	0.5	H-353x353x11x16	H-433x175x9x16	P-154x12.7	100

#### (2)解析結果

表 3-10 に，各階の層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデルの固有周期を示す．また，2 層目の層せん断力分担率 $\beta$ が全層一定とした場合のモデルを比較対象モデルとする．固有周期は，各階の層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデルの方が長い．

表 3-10 解析モデルおよび参照モデルの固有周期

層せん断力分担率が各層で異なるモデル		層せん断力分担率が一定のモデル	
解析モデル	固有周期	解析モデル	固有周期
$D_s=0.3, \beta=0.9-0.7-0.5$ and $\lambda=100$	0.583	$D_s=0.3, \beta=0.7$ and $\lambda=100$	0.568
$D_s=0.3, \beta=0.5-0.3-0.1$ and $\lambda=100$	0.641	$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=100$	0.603

図 3-22 に各層の層間変形角，図 3-23 に各層の最大応答層せん断力，図 3-24 に頂部変形角を示す．また，参考として全層の $\beta$ を 0.3, 0.7 としたモデルの応答値を示す．なお，応答値は 84 パーセントタイルとする．

筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が下層で大きくなるような骨組と，各層で $\beta$ が一定の骨組とを比較すると，層間変形角は各層で $\beta$ が一定の骨組では 0.9～1.4%程度であるが，下層の $\beta$ が大きな骨組は 0.8%～1.6%程度である．下層の $\beta$ が大きいほど 1 層目の層間変形角が小さくなるものの，曲げ変形の影響により 3 層目の層間変形角が大きくなり，固有周期も長くなる．頂部変形角は，各層で $\beta$ が同じモデルと異なるモデルではほぼ同じである．

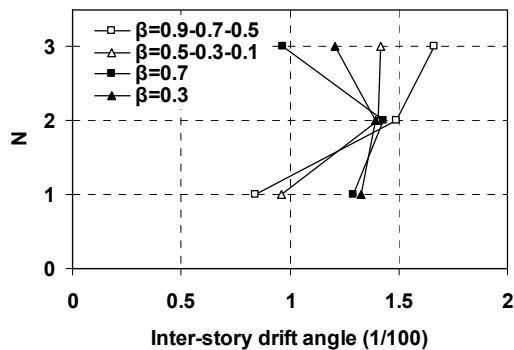


図 3-22 層間変形角

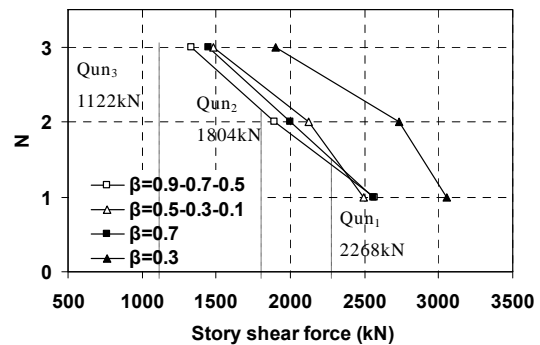


図 3-23 最大応答層せん断力

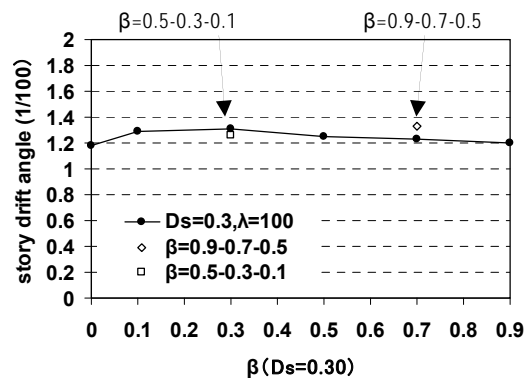


図 3-24 頂部変形角

### 3.4.3 各層で筋かいの細長比 $\lambda$ が異なるモデル

#### (1) 解析モデル

等価 1 質点系モデルにおいては、筋かいの細長比は各層において一定と仮定したが、実際の骨組では一般的に下層の方が筋かいの分担率が大きくなり、筋かい断面が大きくなるため細長比が小さくなることがある。ここでは、図 3-17 に示すモデルに対し、表 3-11 に示すモデルに対して解析を行う。

表 3-11 各層で筋かいの細長比が異なるモデル

構造特性係数 $D_s$	筋かい分担率 $\beta$	細長比 $\lambda$		
		1F	2F	3F
0.3	(0.0), 0.3, 0.5, 0.7	80	100	120

表 3-12 に部材断面表を示す。

表 3-12 部材断面表

(a) $\beta=0.3$				
	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-384x384x13x19	H-299x150x9x16	P-122x4.5( $\lambda=120$ )	0.3
2F	H-384x384x13x19	H-420x150x9x16	P-147x6.1( $\lambda=100$ )	0.3
1F	H-384x384x13x19	H-495x175x9x16	P-183x6.1( $\lambda=80$ )	0.3
(b) $\beta=0.5$				
	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-353x353x11x16	H-299x150x9x16	P-125x7.5( $\lambda=120$ )	0.5
2F	H-353x353x11x16	H-324x150x9x16	P-151x10.0( $\lambda=100$ )	0.5
1F	H-353x353x11x16	H-418x150x9x16	P-187x10.0( $\lambda=80$ )	0.5
(c) $\beta=0.7$				
	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-276x276x11x16	H-299x150x9x16	P-128x11.0( $\lambda=120$ )	0.7
2F	H-276x276x11x16	H-299x150x9x16	P-155x14.0( $\lambda=100$ )	0.7
1F	H-276x276x11x16	H-299x150x9x16	P-190x14.0( $\lambda=80$ )	0.7

#### (2) 解析結果

表 3-13 に、各階の筋かいの細長比が異なるモデルの固有周期を示す。また、2 層目の筋かいの細長比が全層一定とした場合のモデルを比較対象モデルとする。固有周期は  $D_s$  と  $\beta$  が同じであれば、細長比にかかわらず同じである。



表 3-13 解析モデルおよび参照モデルの固有周期

細長比が各層で異なるモデル		細長比が各層で一定のモデル	
解析モデル	固有周期	解析モデル	固有周期
$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=80-100-120$	0.603	$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=100$	0.603
$D_s=0.3, \beta=0.5$ and $\lambda=80-100-120$	0.582	$D_s=0.3, \beta=0.5$ and $\lambda=100$	0.580
$D_s=0.3, \beta=0.7$ and $\lambda=80-100-120$	0.569	$D_s=0.3, \beta=0.7$ and $\lambda=100$	0.568

注:  $\lambda=80-100-120$  は: 1 層目  $\lambda=80$ ; 2 層目  $\lambda=100$ ; 3 層目  $\lambda=120$  を示す.

図 3-25 に各層の層間変形角, 図 3-26 に各層の最大応答層せん断力, 図 3-27 に頂部変形角を示す. また, 参考として全層の細長比 $\lambda$ が 100 の場合の応答値を示す. 応答値は 84 パーセントタイルとする. 層間変形角は 0.9%~1.6%で, 細長比 $\lambda$ が下層で小さい骨組の場合, 全層細長比 $\lambda$ が一定の場合に比べて 1 層目の座屈荷重が高くなるため, 層間変形角が 1 層目で小さくなり, 2 層目または 3 層目で大きくなる. 頂部変形角は, 全層細長比 $\lambda$ が一定の場合と比較して 1.2~1.3%程度である.

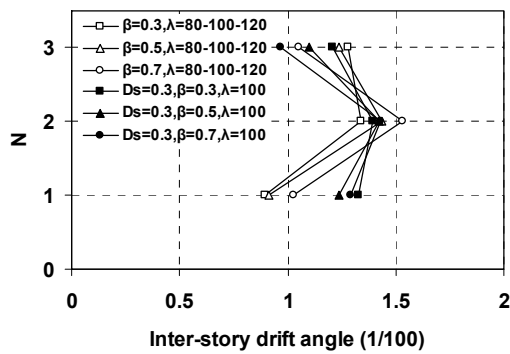


図 3-25 層間変形角

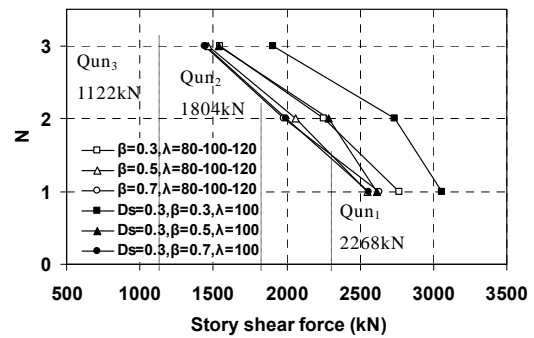


図 3-26 最大応答層せん断力

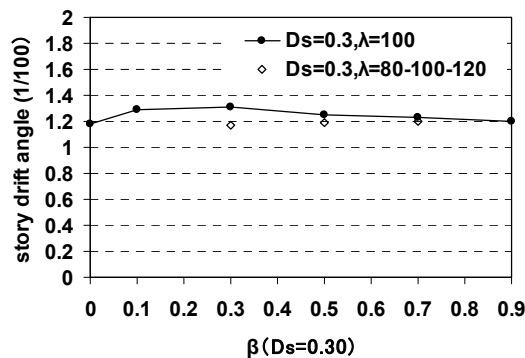


図 3-27 頂部変形角

### 3.4.4 一組の筋かいの耐力を $2N_c$ として設計した場合の比較

#### (1)解析モデル

基本モデルでは、一組の筋かいの耐力を引張耐力  $N_y$  と座屈後安定耐力に近い  $0.3N_y$  の和である  $1.3N_y$  として断面を決定しているが、ここでは、図 3-17 に示すモデルに対し、設計でよく用いられるもう一つの方法として一組の筋かいの耐力を短期許容圧縮力  $N_c$  の 2 倍である  $2N_c$  として設計した表 3-14 に示すモデルに対して解析を行う。表 3-15 に部材断面表を示す。

表 3-14 一組の筋かいの耐力を  $2N_c$  として設計した場合のモデル

構造特性係数 $D_s$	細長比 $\lambda$	筋かい分担率 $\beta$
0.3	60,100,140	0.3

表 3-15 部材断面表

	柱	大梁	筋かい	$\beta$
3F	H-384x384x13x19	H-299x150x9x16	P-237x1.8( $\lambda=60$ ),P-146x4.3( $\lambda=100$ ), P-111x10.8( $\lambda=140$ )	0.3
2F	H-384x384x13x19	H-420x150x9x16	P-239x2.9( $\lambda=60$ ),P-148x7.0( $\lambda=100$ ), P-117x17.6( $\lambda=140$ )	0.3
1F	H-384x384x13x19	H-495x175x9x16	P-239x3.6( $\lambda=60$ ),P-150x8.7( $\lambda=100$ ), P-121x22.3( $\lambda=140$ )	0.3

#### (2)解析結果

表 3-16 に、一組の筋かいの耐力を  $2N_c$  とした場合のモデルの固有周期を示す。また、一組の筋かいの耐力を  $1.3N_y$  とした場合のモデルを比較対象モデルとする。細長比  $\lambda$  が大きい場合、短期許容圧縮応力度を考慮して断面を決定すると、考慮しない場合と比較して断面が大きくなるため、固有周期は、 $\lambda$  が 60 の場合は長くなり、 $\lambda$  が 140 の場合は短くなる。

表 3-16 解析モデルおよび参照モデルの固有周期

一組の筋かいの耐力 $2N_c$		一組の筋かいの耐力 $1.3N_y$	
解析モデル	固有周期	解析モデル	固有周期
$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=60$	0.634	$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=60$	0.603
$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=100$	0.585	$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=100$	0.603
$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=140$	0.548	$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=140$	0.603

注：一組の筋かいの耐力を  $1.3N_y$  としたモデルは 3.4.1 による。

図 3-28 に各層の層間変形角，図 3-29 に各層の最大応答層せん断力を示す．また，図 3-30 に頂部における変形角を比較した値を示す．なお，応答値は 84 パーセントタイルとする．

層間変形角は，一組の筋かいの耐力を  $1.3N_y$  として設計した場合より， $2N_c$  として設計した方が細長比によるばらつきが小さくなる．これは，一組の筋かいの耐力を短期許容圧縮力の 2 倍である  $2N_c$  として断面を決定した場合に，細長比  $\lambda$  にかかわらずほぼ同程度のせん断力に対して筋かいが座屈するためである．頂部変形角を比較すると，細長比  $\lambda$  が 140 の場合でもその差は 15% 程度であり，一般的に使用される細長比の範囲である 60～140 では，一組の筋かいの耐力を  $1.3N_y$  として断面を決定しても問題ないと判断できる．

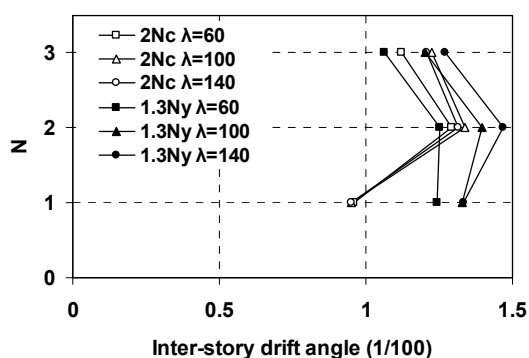


図 3-28 層間変形角

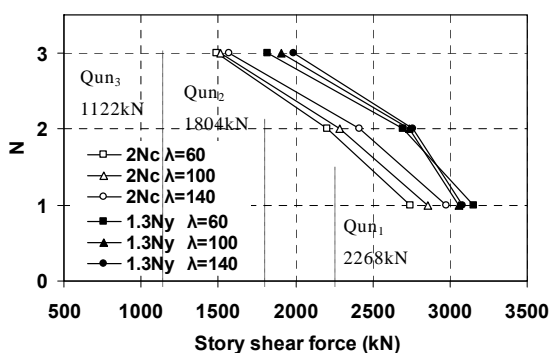


図 3-29 最大応答層せん断力

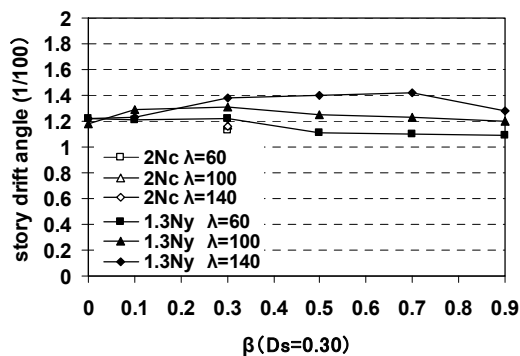


図 3-30 頂部変形角

3.5 6階建て筋かい付き剛接ラーメン構造

3.5.1 基準モデル

(1)解析モデル

筋かい付き剛接ラーメン構造は主に低層建物に採用されるため，ここでは，一般的に採用される高さの限度と考えられる6階建て筋かい付き剛接ラーメン構造について解析を行い，3.4までに示した3階建てモデルと傾向が同じであるか確認を行う．

解析対象とするモデルを，図3-12に示すモデル2とする．解析モデルの条件を下記とする．支配面積分の長期軸力を考慮する（↓印）．

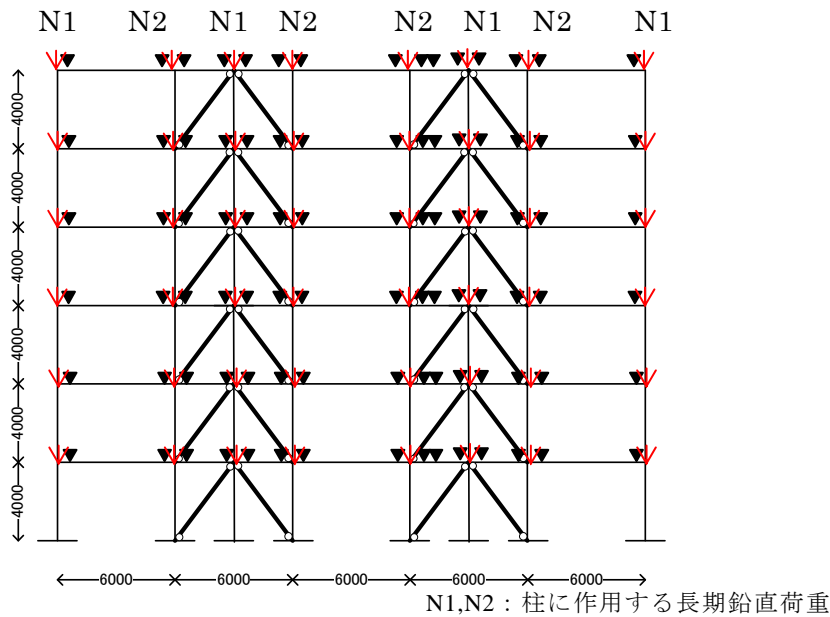


図 3-31 6階建てモデル軸組図

表3-17,18にモデルの諸元と解析パラメータを示す．また，表3-19に，純ラーメンおよび筋かいの細長比 $\lambda$ が100，筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が0.5の場合の部材断面表を示す．

表 3-17 各モデルの諸元

モデル名	直交基準スパン	質量（1層分）	長期負担幅	地震時負担幅
モデル 2	7m	2520kN	3.5m	10.5m=21.0/2

表 3-18 各モデルの解析パラメータ

$D_s$ （構造特性係数）	$\beta$ （筋かいの層せん断力分担率）	$\lambda$ （細長比）
0.3	0.0,0.1,0.3,0.5,0.7,0.9	80,100,120

表 3-19 部材断面表

(a) 純ラーメン

	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
6F	0.0	H-427x427x13x19	H-231x150x9x16	—	—
5F	0.0	H-427x427x13x19	H-444x175x9x16	—	—
4F	0.0	H-427x427x13x19	H-536x200x9x16	—	—
3F	0.0	H-473x473x15x22	H-588x225x9x16	—	—
2F	0.0	H-473x473x15x22	H-615x250x9x16	—	—
1F	0.0	H-473x473x15x22	H-658x250x9x16	—	—

(b)  $\beta=0.5, \lambda=100$ 

	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
6F	0.5	H-353x353x11x16	H-224x150x9x16	P-146x4.3	100
5F	0.5	H-353x353x11x16	H-284x150x9x16	P-148x6.9	100
4F	0.5	H-353x353x11x16	H-372x150x9x16	P-150x8.9	100
3F	0.5	H-439x439x13x19	H-436x150x9x16	P-152x10.5	100
2F	0.5	H-439x439x13x19	H-443x175x9x16	P-153x11.8	100
1F	0.5	H-439x439x13x19	H-474x175x9x16	P-153x12.6	100

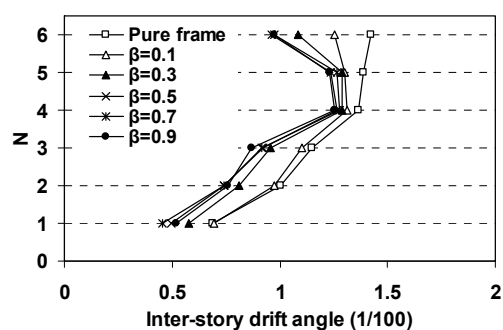
## (2)解析結果

表 3-20 に各モデルの 1 次固有周期を示す．固有周期は筋かいの分担率 $\beta$ が大きくなるほど短くなる．

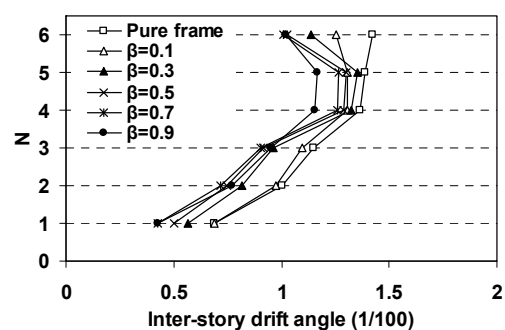
表 3-20 1 次固有周期

$\beta$		0.0	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
$D_s=0.30$	$\lambda=80$	1.061	0.997	0.916	0.881	0.884	0.861
	$\lambda=100$	1.061	0.997	0.916	0.881	0.883	0.860
	$\lambda=120$	1.061	0.999	0.916	0.881	0.884	0.862

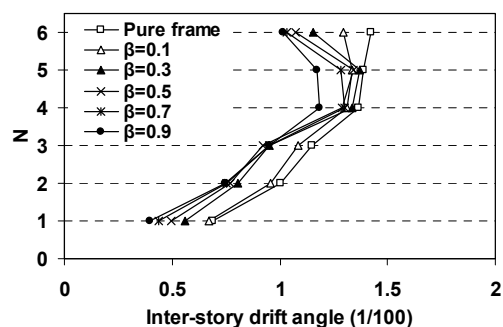
図 3-32 に筋かいの分担率 $\beta$ に対する層間変形角を示す．応答値は 84 パーセントタイプとする．層間変形角は 0.4%～1.4%の間に分布し，1 層目の層間変形角が小さく，4～6 層目の層間変形角が大きくなっている．また，細長比 $\lambda$ にかかわらず，純ラーメン構造の変形が大きく，筋かいの分担率 $\beta$ が大きくなると変形が小さくなる．図 3-33 に $\lambda$ に対する層間変形角を示す．細長比 $\lambda$ の違いによる層間変形角の差はほとんど見られない．3 階建てモデルに対し，6 階建てモデルの方が細長比 $\lambda$ の影響を受けない．図 3-34 に筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ に対する最大応答層せん断力を示す．基本的には， $\beta$ が大きくなるほど，また， $\lambda$ が小さいほど応答層せん断力は大きくなるが，図 3-32 に示したように，層間変形角にはあまり影響を及ぼさない



(a)  $D_s=0.30$  and  $\lambda=80$

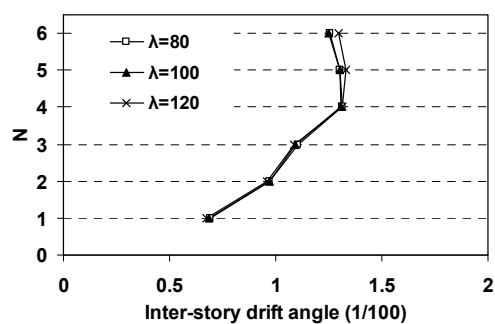


(b)  $D_s=0.30$  and  $\lambda=100$

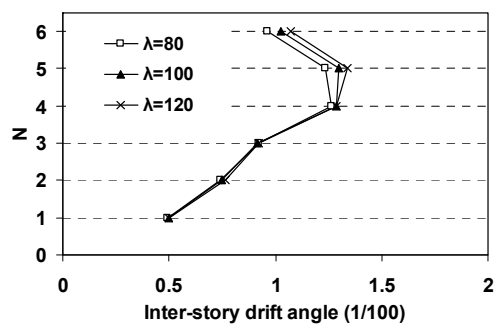


(c)  $D_s=0.30$  and  $\lambda=120$

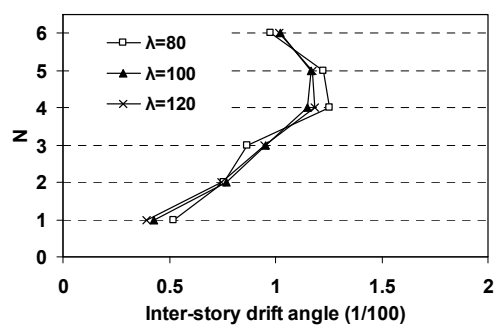
図 3-32  $\beta$ に対する層間変形角



(a)  $D_s=0.30$  and  $\beta=0.1$

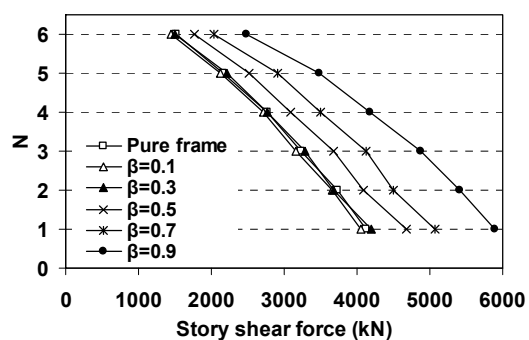


(b)  $D_s=0.30$  and  $\beta=0.5$

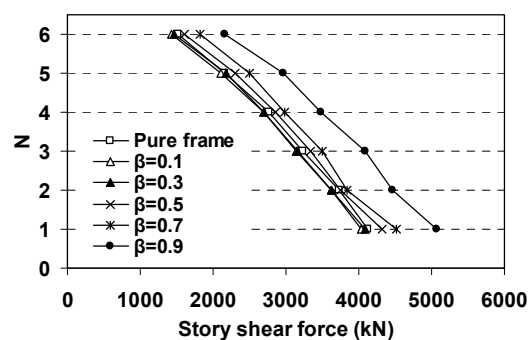


(c)  $D_s=0.30$  and  $\beta=0.9$

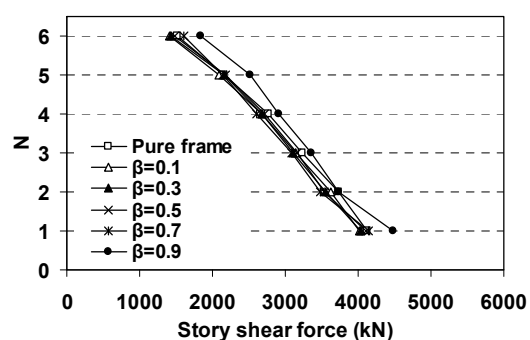
図 3-33  $\lambda$ に対する層間変形角



(a)  $D_s=0.30$  and  $\lambda=80$



(b)  $D_s=0.30$  and  $\lambda=100$



(c)  $D_s=0.30$  and  $\lambda=120$

図 3-34  $\beta$ に対する最大応答層せん断力

2 次設計用層せん断力を表 3-21 に示す。

表 3-21 2 次設計用層せん断力

	1F	2F	3F	4F	5F	6F
$D_s=0.30$	4536kN	4231kN	3793kN	3213kN	2476kN	1542kN

図 3-35 に筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ に対する頂部変形角を示す。ここからも、 $\beta$ や $\lambda$ にかかわらず頂部変形角は 0.9%～1.2%となり、 $\beta$ が 0 となる純ラーメン構造の頂部変形角が一番大きい。

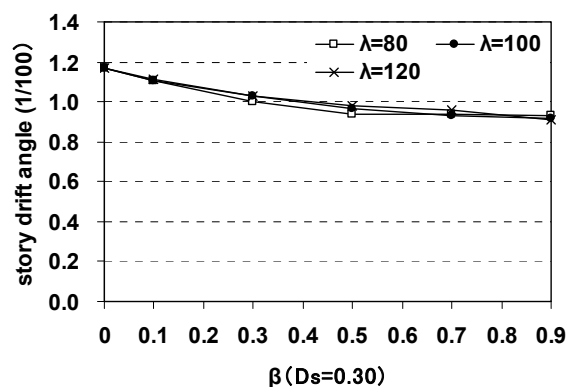


図 3-35 頂部変形角

### 3.5.2 各層で筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデル

#### (1)解析モデル

3.5.1 に示したモデルは、各層での筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が一定であると仮定した。一般の構造物では、建物高さが高くなると、曲げ変形が卓越するため、高層ほど筋かいの分担率が小さくなる。ここでは、表 3-22 に示すような構造特性係数  $D_s$  を 0.3、各層の筋かいの細長比 $\lambda$ は 100 として、各層で $\beta$ が異なるモデルに対して解析を行う。

表 3-22 各モデルのパラメータ

構造特性係数 $D_s$	細長比 $\lambda$	筋かい分担率 $\beta$		
		1,2F	3,4F	5,6F
0.3	100	0.9	0.7	0.5
0.3	100	0.5	0.3	0.1

表 3-23 に部材断面表を示す。なお、柱は 2 層ごとに断面を変化させることとした。

表 3-23 部材断面表

(a)  $\beta=0.9-0.7-0.5$

	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
6F	0.5	H-291x291x11x16	H-224x150x9x16	P-146x4.3	100
5F	0.5	H-291x291x11x16	H-284x150x9x16	P-148x6.9	100
4F	0.7	H-343x343x11x16	H-305x150x9x16	P-153x12.5	100
3F	0.7	H-343x343x11x16	H-295x150x9x16	P-155x14.8	100
2F	0.9	H-374x374x13x19	H-233x150x9x16	P-161x21.3	100
1F	0.9	H-374x374x13x19	H-224x150x9x16	P-162x22.9	100



(b)  $\beta=0.5-0.3-0.1$ 

	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
6F	0.1	H-387x387x11x16	H-224x150x9x16	P-142x0.9	100
5F	0.1	H-387x387x11x16	H-446x150x9x16	P-143x1.4	100
4F	0.3	H-390x390x13x19	H-482x175x9x16	P-147x5.3	100
3F	0.3	H-390x390x13x19	H-516x175x9x16	P-148x6.3	100
2F	0.5	H-402x402x13x19	H-505x175x9x16	P-153x11.8	100
1F	0.5	H-402x402x13x19	H-474x175x9x16	P-153x12.6	100

## (2)解析結果

表 3-24 に各階の筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ が異なるモデルの固有周期を示す。また、中間層の $\beta$ が全層一定とした場合のモデルの固有周期を比較対象モデルとして示す。3階建てモデルと同様に、上層部の $\beta$ が小さいと固有周期は長くなる。

表 3-24 固有周期

層せん断力分担率が各層で異なるモデル		層せん断力分担率が一定のモデル	
解析モデル	固有周期	解析モデル	固有周期
$D_s=0.30, \beta=0.9-0.7-0.5$ and $\lambda=100$	0.906	$D_s=0.30, \beta=0.7$ and $\lambda=100$	0.883
$D_s=0.30, \beta=0.5-0.3-0.1$ and $\lambda=100$	0.931	$D_s=0.30, \beta=0.3$ and $\lambda=100$	0.916

図 3-36 に筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ に対する層間変形角，図 3-37 に $\beta$ に対する最大応答層せん断力，図 3-38 に $\beta$ に対する頂部変形を示す。なお，応答値は 84 パーセントタイルとする。層間変形角は 0.3%～1.6%となる。筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ の分布を低層部は大きく，高層部を小さくしたモデルでは，全層 $\beta$ 一定としたモデルより，曲げ変形の影響により，層間変形角が低層部では小さく，高層部では大きくなる。この傾向は 3 階建てモデルと同じである。最大応答層せん断力はモデル化の違いによる変化は見られない。頂部の変形角は，筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ の分布を低層部は大きくしたモデルは一定としたモデルよりも少し大きくなるが，その差は 0.5%程度である。

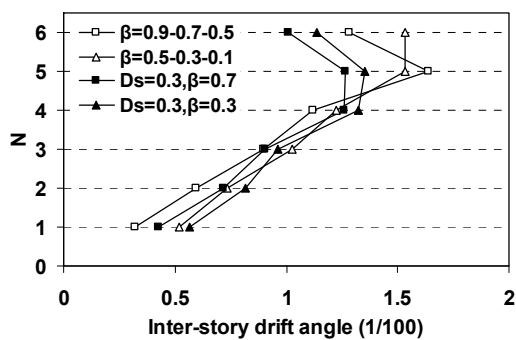


図 3-36 層間変形角

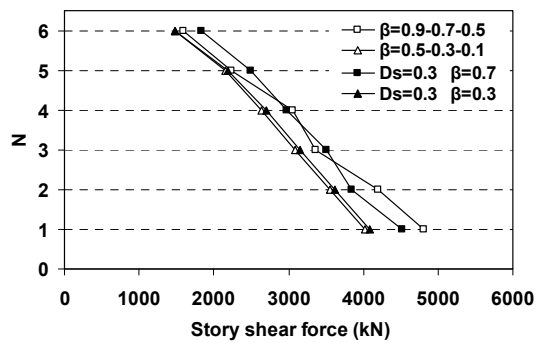


図 3-37 最大応答層せん断力

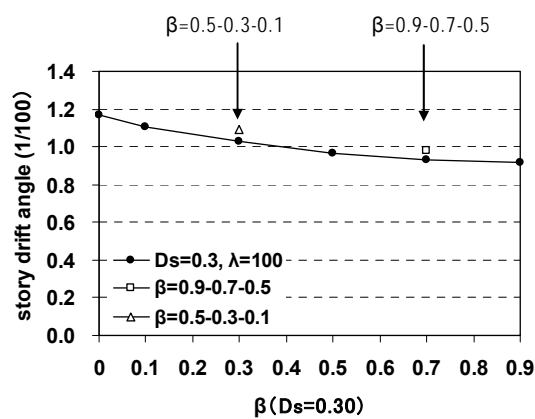


図 3-38 頂部変形角

### 3.5.3 各層で筋かいの細長比 $\lambda$ が異なるモデル

#### (1)解析モデル

6階建て建物では、各層の必要保有水平耐力が低層部と高層部でかなり異なるため、低層部では断面積の大きな、つまり細長比のより小さい筋かいを採用する。これを考慮して、表 3-25 に示すような構造特性係数  $D_s$  を 0.3、各層の筋かいの層せん断力分担率  $\beta$  を一定として、高さ方向に細長比  $\lambda$  を変えたモデルに対して解析を行う。表 3-26 に部材断面表を示す。

表 3-25 各モデルのパラメータ

構造特性係数 $D_s$	筋かい分担率 $\beta$	細長比 $\lambda$		
		1F	2F	3F
0.3	(0.0), 0.3, 0.5, 0.7	80	100	120

表 3-26 部材断面表

(a)  $\beta=0.3$ 

	柱	大梁	筋かい	$\lambda$	$\beta$
6F	H-360x360x13x19	H-224x150x9x16	P-121x3.1	120	0.3
5F	H-360x360x13x19	H-369x150x9x16	P-123x4.9	120	0.3
4F	H-360x360x13x19	H-440x175x9x16	P-147x5.3	100	0.3
3F	H-449x449x13x19	H-516x175x9x16	P-148x6.3	100	0.3
2F	H-449x449x13x19	H-531x200x9x16	P-182x5.6	80	0.3
1F	H-449x449x13x19	H-531x225x9x16	P-183x6.0	80	0.3

(b)  $\beta=0.5$ 

	柱	大梁	筋かい	$\lambda$	$\beta$
6F	H-346x346x11x16	H-224x150x9x16	P-123x5.1	120	0.5
5F	H-346x346x11x16	H-284x150x9x16	P-126x8.2	120	0.5
4F	H-346x346x11x16	H-372x150x9x16	P-150x8.9	100	0.5
3F	H-435x435x13x19	H-436x150x9x16	P-152x10.5	100	0.5
2F	H-435x435x13x19	H-443x175x9x16	P-186x9.4	80	0.5
1F	H-435x435x13x19	H-474x175x9x16	P-187x10.1	80	0.5

(c)  $\beta=0.7$ 

	柱	大梁	筋かい	$\lambda$	$\beta$
6F	H-299x299x11x16	H-224x150x9x16	P-125x7.2	120	0.7
5F	H-299x299x11x16	H-224x150x9x16	P-129x11.6	120	0.7
4F	H-299x299x11x16	H-250x150x9x16	P-153x12.5	100	0.7
3F	H-417x417x13x19	H-295x150x9x16	P-155x14.8	100	0.7
2F	H-417x417x13x19	H-327x150x9x16	P-189x13.2	80	0.7
1F	H-417x417x13x19	H-351x150x9x16	P-190x14.1	80	0.7

## (2)解析結果

表 3-27 に各層の筋かいの細長比 $\lambda$ が異なるモデルの 1 次固有周期を示す。また、中間層の筋かいの細長比 $\lambda$ が全層一定とした場合のモデルを比較対象モデルとする。固有周期は、細長比 $\lambda$ の分布に関わらずほぼ同じである。

表 3-27 固有周期

細長比が各層で異なるモデル		細長比が一定のモデル	
解析モデル	固有周期	解析モデル	固有周期
$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=80-100-120$	0.921	$D_s=0.3, \beta=0.3$ and $\lambda=100$	0.916
$D_s=0.3, \beta=0.5$ and $\lambda=80-100-120$	0.884	$D_s=0.3, \beta=0.5$ and $\lambda=100$	0.881
$D_s=0.3, \beta=0.7$ and $\lambda=80-100-120$	0.885	$D_s=0.3, \beta=0.7$ and $\lambda=100$	0.883

注:  $\lambda=80-100-120$  は: 1,2 層目  $\lambda=80$ ; 3,4 層目  $\lambda=100$ ; 5,6 層目  $\lambda=120$  を示す.

図 3-39 に細長比 $\lambda$ に対する層間変形角, 図 3-40 に細長比 $\lambda$ に対する最大応答層せん断力, 図 3-41 に細長比 $\lambda$ に対する頂部変形角を示す.なお, 応答値は 84 パーセントタイプとする. 層間変形角は 0.3%~1.5%で, 3 階建てモデルと同様に, 細長比 $\lambda$ が下層で小さくなる骨組では, 細長比 $\lambda$ が全層一定のモデルと比較して層間変形角が 1 層目で小さくなり, 6 層目で大きくなるが, 3 階建てモデルよりもその差は小さい. 最大応答層せん断力は, 細長比 $\lambda$ が下層で小さくなるモデルの方が少し大きくなるが, その差は小さい. 頂部変形角は, モデルにかかわらず 0.9~1.2%とほぼ一定である.

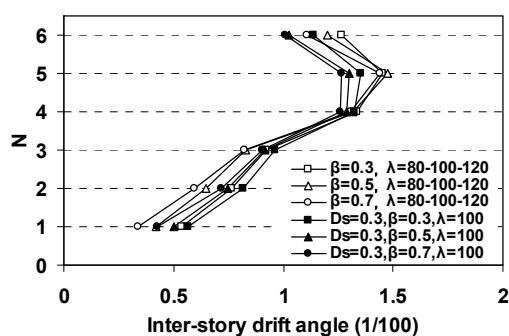


図 3-39 層間変形角

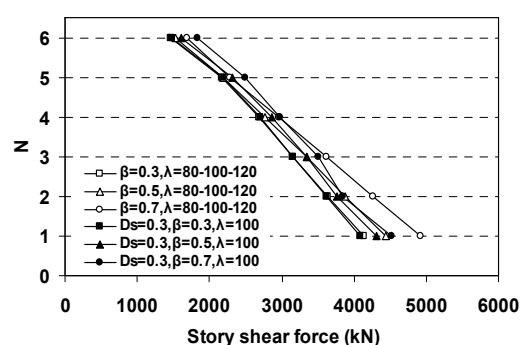


図 3-40 最大応答層せん断力

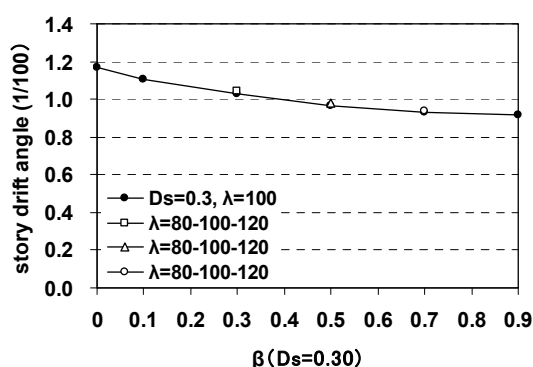


図 3-41 頂部変形角

### 3.5.4 柱・大梁を JIS 規格としたモデル

ここでは、柱と大梁に JIS 規格品を採用したモデルについて解析を行う。前述したモデルは、各層の保有水平耐力が、必要保有水平耐力と同等となるように、柱と大梁に幅厚比等の制限を設けながら部材を決定した。しかし、実際に流通している鋼材は、H 形鋼のせい、幅、板厚等に制約がある。これを考慮し、部材に JIS 規格品を採用し、かつ、各層の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となるようなモデルを作成した。なお、ここでは構造特性係数  $D_s$  を 0.3 とし、純ラーメン構造および筋かい付きラーメン構造を解析対象とする。表 3-28 に各モデルの部材断面を示す。

表 3-28 部材断面表

(a)モデル 1 スパン 6m, 直交スパン 8m, 各層の重量  $W=1440\text{kN}$

柱軸力： $N_1=8 \times 3 \times 4.0\text{kN}$   $N_2=8 \times 4.5 \times 4.0\text{kN}$  (平面は図 3-12 のモデル 1 による)

純ラーメン構造の場合：

F(N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
		325(SN490)	235(SN400)		
6F	0.0	H-400x400x13x21	H-400x200x8x13		
5F	0.0	H-400x400x13x21	H-400x200x8x13		
4F	0.0	H-400x400x13x21	H-500x200x10x16		
3F	0.0	H-400x400x13x21	H-600x200x11x17		
2F	0.0	H-400x400x13x21	H-600x200x11x17		
1F	0.0	H-400x400x13x21	H-600x200x11x17		

筋かい付きラーメン構造の場合：

F(N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
		325(SN490)	235(SN400)	235(SN400)	
6F	0.2	H-350x350x12x19	H-400x200x8x13	P-139.8x3.5	104
5F	0.3	H-350x350x12x19	H-400x200x8x13	P-139.8x3.5	104
4F	0.4	H-350x350x12x19	H-450x200x9x14	P-139.8x3.5	104
3F	0.5	H-350x350x12x19	H-450x200x9x14	P-139.8x3.5	104
2F	0.55	H-350x350x12x19	H-500x200x10x16	P-139.8x3.5	104
1F	0.6	H-350x350x12x19	H-500x200x10x16	P-139.8x4.0	104

(b)モデル 2 スパン 6m, 直交スパン 7m, 各層の重量 W=2520kN

柱軸力：N1=8x3x3.5kN N2=8x4.5x3.5kN (平面は図 3-12 のモデル 2 による)  
純ラーメン構造の場合：

F(N/mm2)	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
		325(SN490)	325(SN490)		
6F	0.0	H-400x400x13x21	H-450x200x9x14		
5F	0.0	H-400x400x13x21	H-450x200x9x14		
4F	0.0	H-400x400x13x21	H-600x200x11x17		
3F	0.0	H-414x405x18x28	H-600x200x11x17		
2F	0.0	H-414x405x18x28	H-588x300x12x20		
1F	0.0	H-414x405x18x28	H-588x300x12x20		

筋かい付きラーメン構造の場合：

F(N/mm2)	$\beta$	柱	大梁	筋かい	$\lambda$
		325(SN490)	235(SN400)	235(SN400)	
6F	0.2	H-400x400x13x21	H-450x200x9x14	P-165.2x3.8	86
5F	0.3	H-400x400x13x21	H-450x200x9x14	P-165.2x3.8	86
4F	0.4	H-400x400x13x21	H-500x200x10x16	P-216.3x5.8	67
3F	0.5	H-400x400x13x21	H-500x200x10x16	P-267.4x6.0	54
2F	0.55	H-400x400x13x21	H-500x200x10x16	P-267.4x9.3	54
1F	0.6	H-400x400x13x21	H-500x200x10x16	P-267.4x9.3	54

## (2) 解析結果

表 3-29 に各ケースの固有周期を示す。

表 3-29 固有周期

	モデル 1	モデル 2
純ラーメン構造	0.929	1.071
筋かい付きラーメン構造	0.850	0.789

純ラーメン構造および筋かい付きラーメン構造の解析モデルに対して、図 3-42 に各モデルの層間変形角、図 3-43 に最大応答層せん断力を示す。応答値は 84 パーセントタイルとする。

モデル 1 の場合、層間変形角は 0.3%～1.4%である。1,2,3 階では筋かい構造の層間変形角が純ラーメン構造と比較して若干大きくなるが 15%程度である。モデル 2 の層間変形角は純ラーメン構造の場合 0.9%～1.6%、筋かい構造の場合が 0.4%～1.1%と筋かい構造の層間変形角の方が小さい。モデル 1 と比較してモデル 2 の方が一組の筋かいに要

求される耐力が高いため、筋かいの必要な断面積が大きくなり、細長比が小さくなったため、純ラーメンと比較して層間変形角が小さくなっている。

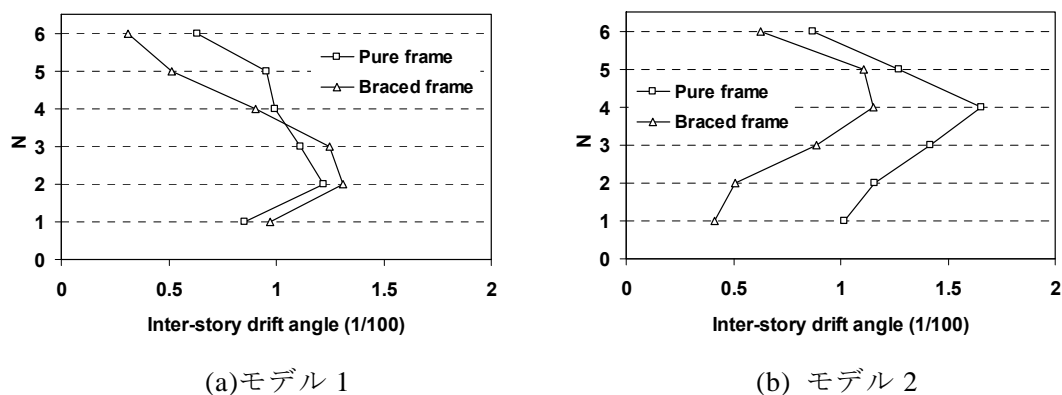


図 3-42 層間変形角

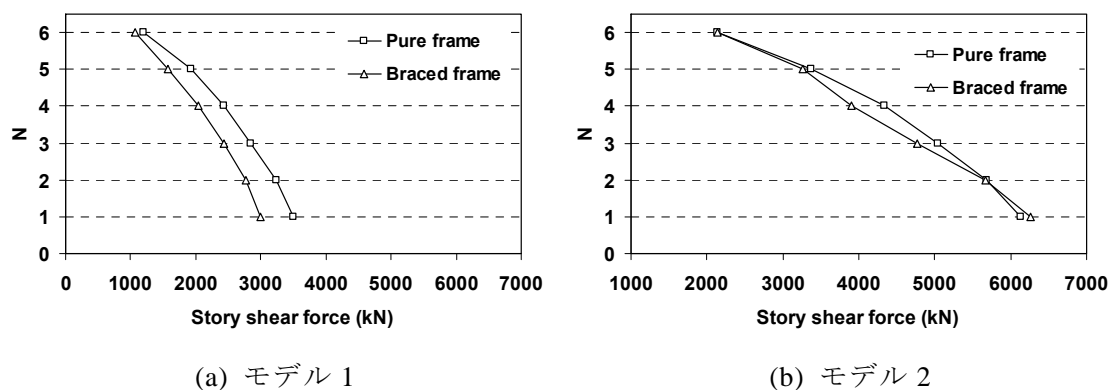


図 3-43 最大応答層せん断力

### 3.6 まとめ

本章では、筋かい付き剛接ラーメン構造を対象として、日本の建築基準における極めて稀に発生する地震に相当する、50年超過確率10%となるBSE-1地震動に対して、構造特性係数 $D_s$ 、筋かいのせん断力分担率 $\beta$ 、筋かいの細長比 $\lambda$ が弾塑性挙動に及ぼす影響を検討した。まず、3階建ての解析対象骨組に対し、等価1質点系に置換する方法を示し、等価1質点モデルにおいて、 $D_s$ 、 $\beta$ 、 $\lambda$ を変数として解析を行った。次に、等価1質点系モデルと3階建て骨組の応答結果を比較し、等価1質点系モデルを検証した。最後に、3階建ておよび6階建て骨組に対し、等価1質点系では表現しにくい解析骨組を検討した。これらにより、下記の知見を得た。

- (1) 等価1質点系モデルでは、 $D_s$ が0.25~0.5、 $\beta$ が0.1~0.9、 $\lambda$ が60~140の範囲では、層間変形角は0.6%~1.8%となり、原則 $D_s$ が大きいほど、また、 $\beta$ が大きい

ほど層間変形角は小さい。また、 $D_s$  を 0.25 として設計した純ラーメン構造の層間変形角に対して、 $D_s$ ,  $\lambda$ ,  $\beta$  に係わらず、筋かい付き剛接ラーメン構造の層間変形角は  $D_s$  が 0.25 から 0.5 の範囲では 0.3~1.0 倍となり、筋かいは  $D_s$ ,  $\lambda$ ,  $\beta$  に係わらず、層間変形制御に有効である。

- (2) 等価 1 質点系モデルと  $D_s$  が 0.3,  $\beta$  が 0.1~0.9,  $\lambda$  が 60~140 とした 3 階建てモデルを比較すると、固有周期の差は 3%程度であること、頂部変形は 0.95 から 1.15 倍程度であること、また、筋かいの分担率 $\beta$ と頂部変形の関係がほぼ同じであることから、等価 1 質点系モデルへの置換方法は妥当である。
- (3)  $D_s$  が 0.3,  $\beta$  が 0.1~0.9,  $\lambda$  が 60~140 とした 3 階建てモデルの層間変形角は、0.7~1.5%である。層間変形角が最大となる層は、 $\beta$ により異なり、各層における層間変形角は一樣とはならないが、いずれのモデルにおいても、等価 1 質点系モデルによる  $D_s$  を 0.25 として設計した純ラーメン構造の層間変形角より小さくなるため、3 階建てモデルにおいても筋かいは $\lambda$ ,  $\beta$ に係わらず、層間変形制御に有効である。
- (4) 3 階建てモデルにおいて、等価 1 質点系モデルでは表現しにくいモデルとして、 $D_s$  を 0.3,  $\lambda$  を 100 とし、各層で筋かいの分担率 $\beta$ が異なるモデルを検討した。下層で筋かいの分担率 $\beta$ が大きくなると、3 層目の剛性が相対的に小さくなるため、3 層目の層間変形角が 1.4%~1.6%となり、全層で筋かいの分担率が同じモデルと比較して 1.2~1.6 倍となるが、頂部変形はほぼ同じであり、全体変形に及ぼす影響は小さい。
- (5) 3 階建てモデルにおいて、等価 1 質点系モデルでは表現しにくいもう一つのモデルとして、 $D_s$  を 0.3,  $\beta$  を 0.3, 0.5, 0.7 とし、各層で筋かいの細長比 $\lambda$ が異なるモデルを検討した。下層で筋かいの細長比 $\lambda$ が小さくなると、細長比 $\lambda$ が全層同じモデルと比較して、1 層目の層間変形角は 0.7 倍となるが、頂部変形はほぼ同じであり、全体変形に及ぼす影響は小さい。
- (6) 3 階建てモデルにおいて、一組の筋かいの耐力を引張耐力  $N_y$  と座屈後安定耐力に近い  $0.3N_y$  の和である  $1.3N_y$  として設計したモデルと、短期許容圧縮力  $N_c$  の 2 倍である  $2N_c$  として設計したモデルを比較した。 $2N_c$  として設計したモデルの 1 層目の層間変形角が 0.9%程度となり、 $1.3N_y$  として設計したモデルの 0.8 倍となるが、2, 3 層目の層間変形角はほぼ同じである。細長比の範囲が一般的に使用される 60~140 の間では、構造特性係数  $D_s$  を 0.3 として、一組の筋かいの耐力を  $1.3N_y$  として断面を決定しても問題ないと判断できる。
- (7)  $D_s$  を 0.3,  $\beta$  を 0.0~0.9,  $\lambda$  を 80~120 とした 6 階建てモデルでは、3 階建てモデ



ルと比較して固有周期が長くなるため、層間変形角は 0.4%～1.4%と 3 階建てモデルの層間変形角より小さくなる。また、 $\lambda$ の違いによる層間変形角の差はほとんど見られない。純ラーメン構造の層間変形角は筋かい構造の層間変形角よりも大きく、 $\beta$ が大きくなると層間変形角が小さくなり、6 階建てモデルにおいても筋かいは層間変形制御に有効である。

- (8)  $D_s$  を 0.3,  $\lambda$  を 100 とした各層で筋かいの分担率 $\beta$ が異なる 6 階建てモデルでは、層間変形角は 0.3%～1.6%となる。筋かいの層せん断力分担率 $\beta$ の分布を低層部は大きく、高層部を小さくしたモデルでは、 $\beta$ が全層一定であるとしたモデルより、曲げ変形の影響により、層間変形角が低層部では小さく、高層部では大きくなる。頂部変形角は、 $\beta$ の分布を低層部で大きくしたモデルは $\beta$ の分布を一定としたモデルよりも少し大きくなるが、その差は 5%程度である。
- (9)  $D_s$  を 0.3,  $\beta$  を 0.3～0.7 とした各層で筋かいの細長比 $\lambda$ が異なる 6 階建てモデルでは、層間変形角は 0.3%～1.5%で、3 階建てモデルと同様に、細長比 $\lambda$ が下層の方が小さい骨組では、全層細長比が一定の場合と比較して層間変形角が 1 層目で小さくなり、6 層目で大きくなるが、3 階建てモデルよりもその差は小さい。頂部の変形角は、モデルにかかわらず 0.9～1.2%とほぼ一定である。
- (10) 柱と大梁に JIS 規格品を採用し  $D_s$  を 0.3,  $\beta$  を 0.2～0.6 とした 6 階建てモデルを設計したところ、細長比 $\lambda$ は 54～104 となった。層間変形角は 0.4%～1.6%となり、概ね筋かい付きラーメン構造の方が層間変形角は小さい。また、低層では筋かい構造の層間変形角の方が大きくなる場合もあるが、その差は 15%程度である。
- (11) 以上により、構造特性係数  $D_s$  を 0.3 以上として設計すると、細長比 $\lambda$  ( $\lambda=60\sim 140$ )に関わらず、筋かい構造の層間変形角は、層せん断力分担率 $\beta$ に関わらず、 $D_s$ を 0.25 とした純ラーメン構造よりも層間変形角は常に小さい。また、一組の筋かいの耐力を、引張筋かいの 1.3 倍の耐力として評価しても、細長比 60～140の範囲では層間変形角が増大する等の傾向はみられないため、筋かい構造の設計法を見直すことは可能である。

### 第 3 章 参考文献

- 3.1) 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 国土交通省住宅局建築指導課, 2007.
- 3.2) Marino, E. and Nakashima, M., “Seismic Performance and New Design Procedure for Chevron Braced Frames”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.35, Issue 4, April 2006, pp433-452

- 3.3) Somerville P et al. Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project. SAC Background Document. Report No. SAC/BD-99-03, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, 1997.
- 3.4) 井上一朗，桑原進，多田元英，中島正愛；履歴型ダンパを用いた架構の地震応答と設計耐力，鋼構造論文集 第3巻第11号，pp.65-77，1996年9月．

## 第4章 筋かい構造の層間変形集中

### 4.1 はじめに

3章では、筋かい構造と剛接ラーメン構造を組み合わせた、筋かい付き剛接ラーメン構造に対し、必要保有水平耐力を決定するための構造特性係数  $D_s$ 、筋かいの細長比  $\lambda$ 、筋かいのせん断力分担率  $\beta$  が層間変形角に与える影響が小さいことを確認した。

筋かい構造が採用される際、筋かい以外のラーメン部分の柱梁接合部は剛接合にすることが一般的である。柱梁接合部をピン接合とし、全ての梁を小梁扱いとして設計すれば、溶接による製作手間が減ること、仕口を剛接合にしないためスパンによって容易に梁せいを変えられること等、設計、製作、経済性のいずれにとっても利点があるにもかかわらず、ピン接合とすることは少ない。その理由として、地震力をすべて筋かいに負担させているため、筋かいが座屈してある程度変形が進むと、急激に座屈した筋かいの負担せん断力が減り、その座屈した筋かいが属する層の変形が増大する可能性が挙げられる (4.1~5)。

本章では、筋かい以外のラーメンをすべてピン接合とし、せん断力を全て筋かいで負担させた骨組の弾塑性挙動を明らかにし、層間変形の集中度を確認するとともに、梁とピン接合された鉛直荷重を支持している柱が本質的に持つ層間変形集中制御機能を検討する。

### 4.2 せん断力分担率 100%の筋かい構造の特性

図 4.1 に示す平面形状が 30m×24m、階高が 4m の 3 層の筋かい構造を対象とする。

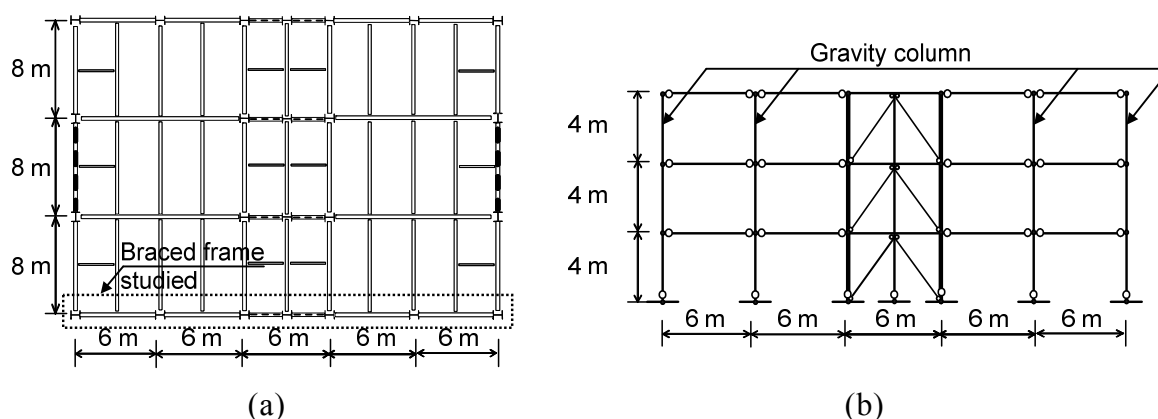


図 4.1 解析対象筋かい構造：(a)梁伏図；(b)軸組図

この骨組は，梁伏図の 25%分の床および骨組重量に生じる慣性力を 1 組の筋かいで 100%負担するものとし，筋かいの付帯骨組以外は梁を柱に対してすべてピンで接合する．軸組図に示された 6 本の柱のうち，筋かいに付帯する 2 本の柱は，筋かいの付帯柱として軸力を負担するものとして設計し，各階における柱の柱頭および柱脚はピン接合とする．それ以外の 4 本の柱については，柱の支配面積分の長期鉛直荷重だけを負担するものとして設計する．柱は弾性部材としてモデル化する．筋かいの細長比 $\lambda$ は 100 とし，第 3 章と同様の座屈および引張降伏を考慮できるモデルを用いる．構造特性係数  $D_s$  を 0.3 とし，1 組の筋かいの耐力  ${}_bN_u$  を，3 章に倣い下式として決定した<sup>4.6)</sup>．

$${}_bN_u = 1.3N_y \quad (4-1)$$

$$N_y = {}_b\sigma_y {}_bA \quad (4-2)$$

ここで， ${}_b\sigma_y$  は筋かいの降伏応力度， ${}_bA$  は筋かいの断面積である．

筋かい構造の特性をより顕著に示すために，図 4.1(b)の筋かい部分だけを取り出した図 4.2 に示す解析モデルを考える．なお，断面リストは，後述する 4.4 節の表 4.1 と同じである．

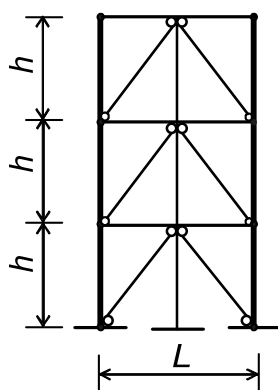


図 4.2 解析モデル

図 4.2 に示す骨組に対して，時刻歴応答解析を行う．採用地震波は，3 章と同様に米国における FEMA/SAC プロジェクトにより示されている地震波 20 波<sup>4.7)</sup>を用いる．地震動のレベルは，3 章で用いた 50 年超過確率 10%（BSE-1 地震動）および，再現期間 2475 年となる 50 年超過確率 2%（BSE-2 地震動）とする．図 4.3 に加速度応答スペクトルを示す．なお，解析モデルの 1 次固有周期は 0.47 秒である．応答値は 84 パーセントタイルとする．

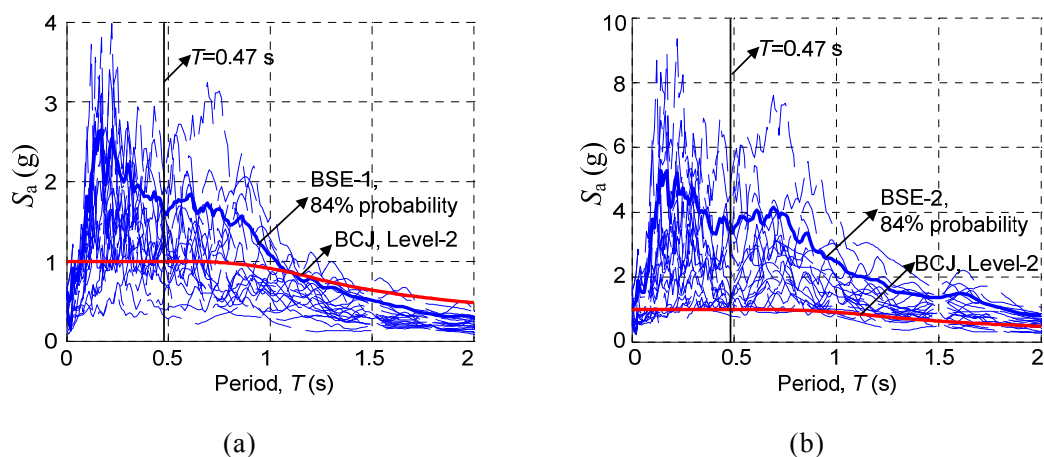


図 4.3 加速度応答スペクトル(h=2%) : (a)BSE-1 ; (b)BSE-2

解析の結果、BSE-1 地震動に対しては、骨組頂部における全体変形角は 1.0%，応答層せん断力係数は 0.39 であった。また、BSE-2 地震動に対しては、骨組頂部における全体変形角は 3.2%，応答層せん断力係数は 0.41 であった。図 4.4 に各地震動に対する骨組の高さ方向の層間変形角（84 パーセントタイル）を示す。

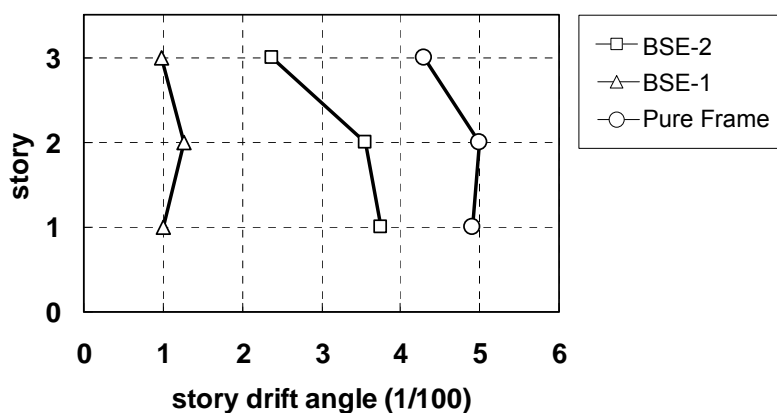


図 4.4 各層の層間変形角

BSE-1 地震動に対しては、最大層間変形角は 2 層目の 1.3%であり、どの層の層間変形角も概ね同じである。BSE-2 地震動に対しては、1 層目の層間変形角が最大となり 3.8%であるが、2 層目、3 層目の層間変形角と比較して大きく変形は進んではいない。なお、図 4.1 の筋かい構造と同じスパン、高さ、および保有水平耐力をもつ純ラーメン構造に対して BSE-2 地震動を用いて同様の解析を行ったところ、各層の変形は 4～

5%と筋かい構造の変形の約 1.5 倍となった。

これらの結果は、図 4.2 に示した床を支えるための長期鉛直荷重だけを負担する柱を取り除いた骨組に対するものであるが、筋かいの付帯柱および圧縮側の筋かいが座屈した場合に梁に不釣り合い力が生じないように設けた中央の柱が特定層への層間変形集中を制御していると考えられる。ここでは、鉛直荷重だけを負担する柱（以後、鉛直荷重支持柱とよぶ）や筋かいの付帯柱の水平剛性や耐力と層間変形集中制御の関係を明らかにする。

### 4.3 鉛直荷重支持柱の効果を示す解析解

鉛直荷重支持柱の効果を示すために、簡略化したモデルに対して解析解を求めてみる。ここでは、鉛直荷重支持柱の柱脚がピン接合の場合と剛接合の場合を考える。

#### 4.3.1 柱脚がピン接合の場合

図 4.5 に、3 階建ての筋かい構造解析モデルを示す。部材は全て弾性とする。ここでは、モデルを簡素化するために、筋かいに取り付く付帯柱も各階ピン接合とし、全ての鉛直荷重支持柱及び筋かい付帯柱を 1 本の柱に集約する。集約した柱を各床レベルで梁により筋かい骨組にピンで接合する。筋かい部分はせん断剛性  $k$  を考慮し、集約した鉛直荷重支持柱は一樣な曲げ剛性  $EI$  を考慮する。集約した鉛直荷重支持柱の柱脚はピン接合とする。

各層の階高は  $h$  とし、全層同じとする。筋かいをせん断部材と考え、そのせん断剛性を下層から  $GA_1, GA_2, GA_3$  とする。図 4.6、図 4.7 に示すように、各層に与える外力を下層から  $F_1, F_2, F_3$  とし、その外力に対して、 $\delta_1, \delta_2, \delta_3$  の層間変形が生じるものとする。

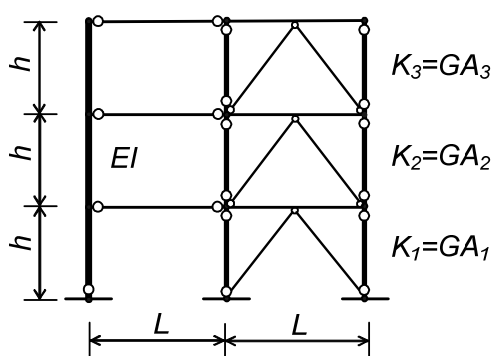


図 4.5 解析モデル

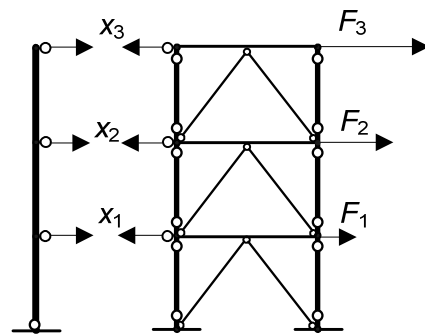


図 4.6 外力モデル

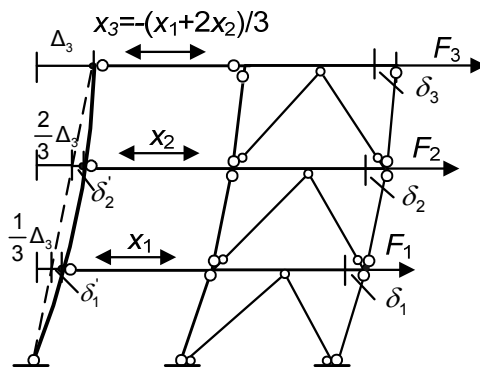


図 4.7 解析モデルの変形

鉛直荷重支持柱には曲げ変形が生じるため、筋かい骨組と柱の間には内力が生じる。1 層目と 2 層目の内力をそれぞれ  $x_1, x_2$  とすると、柱脚におけるモーメントの釣り合いより、3 層目における内力は  $x_3 = -(x_1 + 2x_2)/3$  となる。

これにより、筋かい骨組の各層の層間変形は次式で表せる。

$$\delta_1 = \frac{1}{GA_1} \left( F_1 + F_2 + F_3 - \frac{2}{3}x_1 - \frac{1}{3}x_2 \right) \quad (4-3-a)$$

$$\delta_2 = \frac{1}{GA_2} \left( F_2 + F_3 + \frac{1}{3}x_1 - \frac{1}{3}x_2 \right) \quad (4-3-b)$$

$$\delta_3 = \frac{1}{GA_3} \left( F_3 + \frac{1}{3}x_1 + \frac{2}{3}x_2 \right) \quad (4-3-c)$$

各階の水平変位を、 $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$  とする。3 層目の水平変位を  $\Delta_3$  とすると、その他の層の鉛直荷重支持柱の水平変位  $\Delta_1, \Delta_2$  は次式で表せる。

$$\Delta_1 = \frac{1}{3}\Delta_3 + \delta'_1 \quad (4-4-a)$$

$$\Delta_2 = \frac{2}{3}\Delta_3 + \delta'_2 \quad (4-4-b)$$

ここで、 $\delta'_1$  と  $\delta'_2$  は鉛直荷重支持柱の柱脚と頂部を節点とした単純梁に節点荷重  $x_1$  及び  $x_2$  が作用した時の 1 層目と 2 層目の鉛直荷重支持柱の変形量で、次式で表せる。

$$\delta'_1 = \frac{4h^3}{9EI}x_1 + \frac{7h^3}{18EI}x_2 \quad (4-5-a)$$

$$\delta'_2 = \frac{7h^3}{18EI}x_1 + \frac{4h^3}{9EI}x_2 \quad (4-5-b)$$

筋かい骨組と鉛直荷重支持柱は梁で接合されているため、剛床の仮定より次式が成

り立つ．

$$\Delta_1 = \delta_1 \quad (4-6-a)$$

$$\Delta_2 = \delta_1 + \delta_2 \quad (4-6-b)$$

$$\Delta_3 = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (4-6-c)$$

(4-3)式，(4-4)式及び(4-5)式を(4-6)式に代入すると次式が得られる．

$$\left(\frac{4}{3GA_1} + \frac{1}{3GA_2} + \frac{1}{3GA_3} + \frac{4h^3}{3EI}\right)x_1 + \left(\frac{2}{3GA_1} - \frac{1}{3GA_2} + \frac{2}{3GA_3} + \frac{7h^3}{6EI}\right)x_2 = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3)}{GA_1} - \frac{F_2 + F_3}{GA_2} - \frac{F_3}{GA_3} \quad (4-7-a)$$

$$\left(\frac{2}{3GA_1} - \frac{1}{3GA_2} + \frac{2}{3GA_3} + \frac{7h^3}{6EI}\right)x_1 + \left(\frac{1}{3GA_1} + \frac{1}{3GA_2} + \frac{4}{3GA_3} + \frac{4h^3}{3EI}\right)x_2 = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{GA_1} + \frac{F_2 + F_3}{GA_2} - \frac{2F_3}{GA_3} \quad (4-7-b)$$

(4-6)式を解き，鉛直荷重支持柱と筋かい骨組に生じる内力を(4-3)式に代入すると，層間変形量を算出できる．ここで，層間変形の集中度を示す係数として，最大層間変形角と頂部変形の割合を層間変形集中係数 *DCF* (Drift Concentration Factor) と定義する<sup>4.3)</sup>．層間変形集中係数は次式で示される．

$$DCF = \max\{\delta_3/h, \delta_2/h, \delta_1/h\}/(\Delta_3/3h) \quad (4-8)$$

*DCF* が 1 の場合は，全ての層の層間変形角が同じであることを示し，*DCF* の数値が大きくなるほど，特定層への変形集中度が大きくなる．

このモデルでは，鉛直荷重支持柱は弾性とし，筋かいの弾塑性挙動を筋かいの弾性水平剛性を減じることで表現する．ここで，筋かいの 2 層目および 3 層目の水平剛性  $GA_2, GA_3$  を  $k$  とし，1 層目の筋かいが塑性化した後の剛性  $GA_1$  を  $\gamma k$  ( $\gamma < 1$ ) とする．柱の剛性比は，鉛直荷重支持柱と筋かいの剛性比  $\alpha$  で表すこととする<sup>4.2~3)</sup>．

$$\alpha = \frac{EI}{kh^3} \quad (4-9)$$

柱の剛性比  $\alpha$  は層間変形集中を支配する． $\alpha$  が無限大になれば，鉛直荷重支持柱は完全な剛体となり，層間変形集中係数 *DCF* は 1 となる．一方， $\alpha$  が 0 になれば，鉛直荷重支持柱による付加的な剛性及び強度が全くなくなる．

地震荷重分布を高さ方向に三角形分布であると仮定すると，柱の剛性比  $\alpha$  と層間変形集中係数 *DCF* の関係は，筋かいの剛性比  $\gamma$  を用いて表すことができる．柱脚をピン接合とした場合の柱の剛性比  $\alpha$  と層間変形集中係数 *DCF* の関係を示した図 4.8 の実線は， $\alpha$  の値が大きくなると *DCF* の値が小さくなり 1.0 に漸近する． $0.1 < \alpha < 2$  の場合は，



鉛直荷重支持柱は層間変形集中を緩和する効果が大きいがわかる。また、1 層目の筋かいの剛性比 $\gamma$ が小さくなると DCF は大きくなる。柱脚がピン接合の場合は、鉛直荷重支持柱の剛性にかかわらず、必ず 1 層目の層間変形が最大となる。

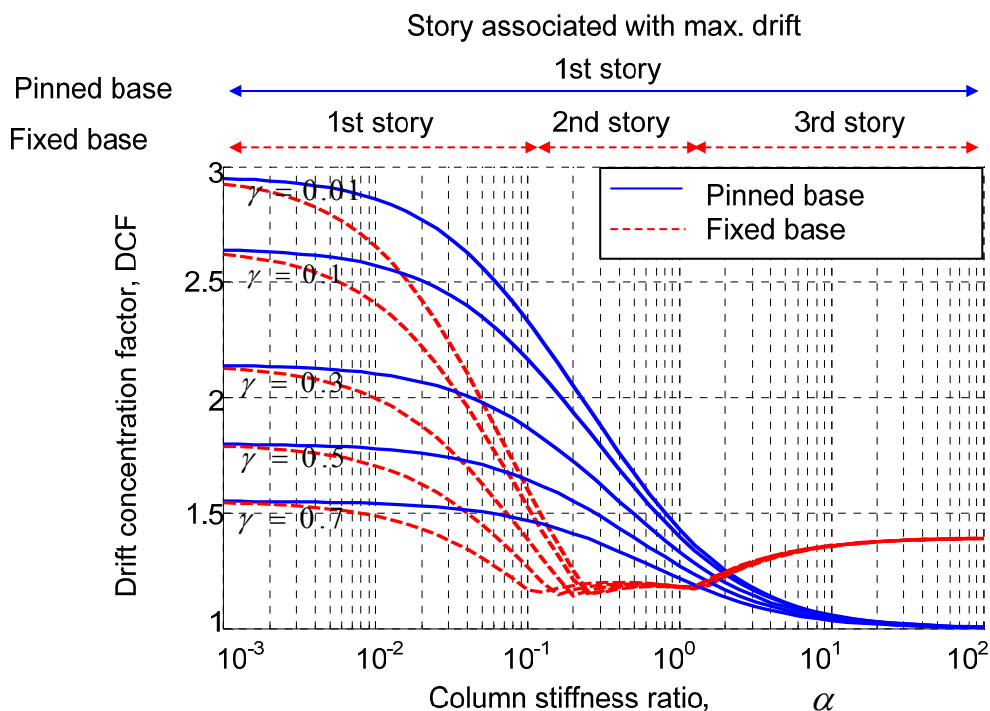


図 4.8 柱の剛性比と層間変形集中係数 DCF との関係

#### 4.3.2 柱脚が剛接合の場合

柱脚が剛接合の場合も、図 4.9 に示すように、柱脚の支持条件を剛接合とし、それ以外はピン接合の場合と同じモデルとする。

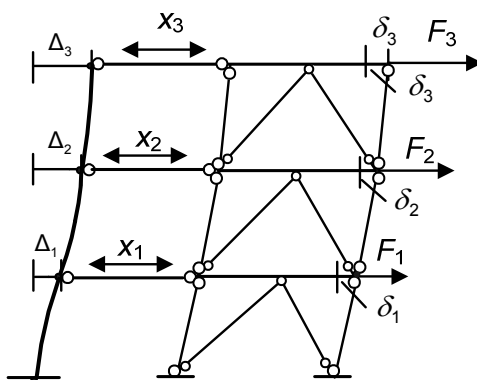


図 4.9 鉛直荷重支持柱の柱脚を剛接合とした筋かい構造の変形

筋かい骨組と鉛直荷重支持柱の間生じる 1 層目、2 層目、3 層目の内力をそれぞれ

$x_1, x_2, x_3$  とすると、筋かい骨組の各層の変形は次式で表せる。

$$\delta_1 = \frac{1}{GA_1}(F_1 + F_2 + F_3 - x_1 - x_2 - x_3) \quad (4-10-a)$$

$$\delta_2 = \frac{1}{GA_2}(F_2 + F_3 - x_2 - x_3) \quad (4-10-b)$$

$$\delta_3 = \frac{1}{GA_3}(F_3 - x_3) \quad (4-10-c)$$

鉛直荷重支持柱の柱脚を固定とした片持ち柱とし、 $\Delta_1$ 、 $\Delta_2$ 、 $\Delta_3$  を、各床レベルにおいて節点荷重  $x_1$ 、 $x_2$  及び  $x_3$  が作用した時の曲げ変形により各層に生じる水平変位とすると、次式となる。

$$\Delta_1 = \frac{h^3}{3EI}x_1 + \frac{5h^3}{6EI}x_2 + \frac{4h^3}{3EI}x_3 \quad (4-11-a)$$

$$\Delta_2 = \frac{5h^3}{6EI}x_1 + \frac{8h^3}{3EI}x_2 + \frac{14h^3}{3EI}x_3 \quad (4-11-b)$$

$$\Delta_3 = \frac{4h^3}{3EI}x_1 + \frac{14h^3}{3EI}x_2 + \frac{9h^3}{EI}x_3 \quad (4-11-c)$$

筋かい骨組と鉛直荷重支持柱は梁で接合されているため、剛床の仮定により次式が成立する。

$$\Delta_1 = \delta_1 \quad (4-12-a)$$

$$\Delta_2 = \delta_1 + \delta_2 \quad (4-12-b)$$

$$\Delta_3 = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (4-12-c)$$

(4-10)式及び(4-11)式を(4-12)式に代入すると次式が得られる。

$$\left(\frac{1}{GA_1} + \frac{h^3}{3EI}\right)x_1 + \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{5h^3}{6EI}\right)x_2 + \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{4h^3}{3EI}\right)x_3 = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{GA_1} \quad (4-13-a)$$

$$\left(\frac{1}{GA_1} + \frac{5h^3}{6EI}\right)x_1 + \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{1}{GA_2} + \frac{8h^3}{3EI}\right)x_2 + \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{1}{GA_2} + \frac{14h^3}{3EI}\right)x_3 = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{GA_1} + \frac{F_2 + F_3}{GA_2} \quad (4-13-b)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{4h^3}{3EI}\right)x_1 + \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{1}{GA_2} + \frac{14h^3}{3EI}\right)x_2 + \left(\frac{1}{GA_1} + \frac{1}{GA_2} + \frac{1}{GA_3} + \frac{9h^3}{EI}\right)x_3 &= \frac{F_1 + F_2 + F_3}{GA_1} \\ &+ \frac{F_2 + F_3}{GA_2} + \frac{F_3}{GA_3} \end{aligned} \quad (4-13-c)$$

(4-13)式を解くと、鉛直荷重支持柱と筋かい骨組に生じる内力を(4-10)式に代入すると、層間変形量を算出でき、(4-8)式により層間変形集中係数  $DCF$  を求めることができる。柱脚がピン接合の場合の地震荷重分布、筋かい及び柱の剛性を用いて、柱脚を剛接合とした場合の柱剛性比  $\alpha$  と層間変形集中係数  $DCF$  の関係を図 4.8 の破線で示す。柱脚がピン接合の場合は連続した曲線であったが、柱脚が剛接合の場合は、2 箇所の不連続点が生じ、3 種類の曲線で構成される。この 3 種類の曲線は、層間変形が最大となる層が、1 層目、2 層目、3 層目の場合があり、たとえ 1 層目の筋かいの水平剛性が小さくても、鉛直柱支持柱の本数により、層間変形が他の層で最大となる場合があることを示す。最大層間変形が 1 層目で生じた場合、柱剛性率  $\alpha$  が増加すると、層間変形集中係数  $DCF$  は小さくなる。最大層間変形が 2 層目で生じた場合、 $DCF$  の値は  $\alpha$  にかかわらず一定である。最大層間変形が 3 層目で生じた場合、 $\alpha$  が増加すると  $DCF$  も増加し、1.4 に漸近する。  $0.01 < \alpha < 0.2$  の場合は、鉛直荷重支持柱は層間変形集中の緩和に効果がある。1 層目の層間変形角が最大となる場合は、筋かいの剛性比  $\gamma$  が大きくなるほど  $DCF$  は低減するが、それ以外ではほとんど影響はない。

このように、柱脚がピン接合の場合と剛接合の場合では、層間変形集中のメカニズムが異なる。柱脚がピン接合の場合は、各層の水平剛性にかかわらず、鉛直荷重支持柱の曲げ剛性により、高さ方向の各階の変形が一樣となるように筋かい骨組のせん断力分布が調整される。柱脚が剛接合の場合も同様の効果があるが、鉛直荷重支持柱の片持ち柱効果により、1 層目の剛性が付加的に大きくなるため、鉛直荷重支持柱が十分な剛性を持つ場合は、最上層の層間変形角が最大となる。しかし、実際の建物では、一般的に筋かいの水平剛性に対して、鉛直荷重支持柱の水平剛性は比較的小さい。最大層間変形が 1 層目に生じる場合、層間変形集中を緩和する効果は、鉛直荷重支持柱の柱脚がピン接合の場合と比較して剛接合の場合が大きい。図 4.8 によれば、 $\alpha$  が 1 未満の場合、鉛直荷重支持柱の柱脚がピン接合の場合の層間変形集中係数  $DCF$  と同じ値を実現するためには、柱脚が剛接合の鉛直荷重支持柱の水平剛性は、柱脚がピン接合の場合の 10%程度でよい。

## 4.4 鉛直荷重支持柱を考慮した骨組の解析

### 4.4.1 時刻歴応答解析

鉛直荷重支持柱が層間変形集中の緩和に及ぼす影響を調べるため、筋かい骨組と鉛直荷重支持柱を組み合わせたモデルに対して時刻歴応答解析を行う。50 年超過確率 10%となる BSE-1 地震動に対しては、図 4.2 に示した筋かいだけの解析モデルにおいて明らかに層間変形集中は起こらないため、ここでは、50 年超過確率 2%となる BSE-2

地震動を用いて非線形時刻歴応答解析を行う．解析モデルを図 4.10 に示す．

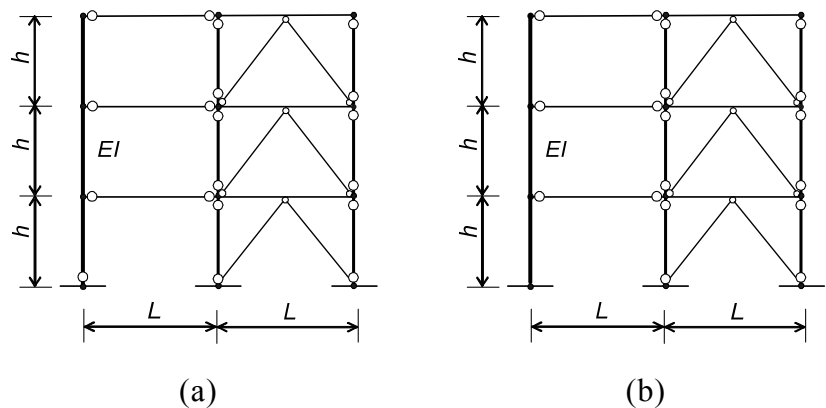


図 4.10 3 階建て解析モデル：(a)柱脚ピン接合モデル；(b)柱脚剛接合モデル

筋かいは弾塑性部材，鉛直荷重支持柱は弾性部材とする．鉛直荷重支持柱は筋かい構造に対して，梁をピン接合として接続したモデルとし，モデル化上は 1 本の柱に集約する．また，解析解との比較を行うため，筋かいの付帯柱は全てピン接合とし，鉛直荷重だけを支持するものとしてモデル化する．鉛直荷重支持柱の柱脚は，図 4.10 の (a),(b) に示すようにピン接合の場合と剛接合の場合の 2 種類を検討する．鉛直柱の水平剛性は，図 4.1 により決定した基準断面の 0.01 倍，1 倍，4 倍，10 倍，20 倍，40 倍，100 倍，250 倍とする．

解析対象モデルは 2 種類とした．モデル 1 は実際の設計に即した各層の筋かいを  $A_i$  分布に基づいた地震荷重にて設計した骨組である．モデル 2 は各層の筋かい断面が，モデル 1 の 1 層目の筋かい断面とすべて同じである骨組で，解析解との比較を行うためのモデルである．表 4.1 に各モデルの断面リストを示す．なお，筋かいの細長比  $\lambda$  は 100 とした．

表 4.1 3 階建て筋かい構造の部材断面表

階	モデル 1		モデル 2	
	筋かい付帯柱	筋かい	筋かい付帯柱	筋かい
3	H 286×286×12.7×19	P 148 $\phi$ ×7.2	$\infty$ stiffness	P 155 $\phi$ ×14.6
2	H 286×286×12.7×19	P 153 $\phi$ ×11.6	$\infty$ stiffness	P 155 $\phi$ ×14.6
1	H 286×286×12.7×19	P 155 $\phi$ ×14.6	$\infty$ stiffness	P 155 $\phi$ ×14.6
鉛直荷重支持柱			鉛直荷重支持柱	
H 205×205×6.7×10			H 205×205×6.7×10	

表 4.2 に各モデルの 1 次固有周期を示す。  $N$  は鉛直荷重支持柱の本数，すなわち，鉛直荷重支持柱の基準断面に対する割増率を示す。固有周期は，柱脚がピン接合の場合は，鉛直柱の水平剛性に関わらず一定であるが，柱脚が剛接合の場合は 10%程度変動する。

表 4.2 3 階建て筋かい構造の 1 次固有周期

鉛直荷重 支持柱 の本数 $N$	モデル 1			モデル 2		
	$\alpha$	固有周期 (s)		$\alpha$	固有周期 (s)	
		柱脚ピン 接合	柱脚剛接合		柱脚ピン 接合	柱脚剛接合
0.01	$1.1 \times 10^{-5}$	0.4724	0.4724	$7.3 \times 10^{-6}$	0.3922	0.3921
1	$1.1 \times 10^{-3}$	0.4724	0.4722	$7.3 \times 10^{-4}$	0.3921	0.3919
4	$4.5 \times 10^{-3}$	0.4723	0.4717	$7.3 \times 10^{-3}$	0.3921	0.3910
10	0.011	0.4722	0.4707	0.073	0.3920	0.3893
20				0.183	0.3918	0.3866
40	0.045	0.4719	0.4661	0.366	0.3915	0.3817
100	0.11	0.4713	0.4580	0.732	0.3907	0.3701
250				1.829	0.3890	0.3506

図 4.11 にモデル 1 の解析結果を示す。応答値は 84 パーセントタイルである。図 4.11 (a) は柱脚がピン接合の場合であり，鉛直荷重支持柱の剛性が小さいほど 1 層目の層間変形角が大きく，剛性が高くなるに従い，層間変形集中は緩和される傾向にある。図 4.11 (b) に柱脚が剛接合の場合の解析結果を示す。鉛直柱の水平剛性が小さい場合は 1 層目の層間変形が大きくなる傾向にあるが， $N$  が 4 程度となると，各層の層間変形角は同程度となり， $N$  が 4 を超えると最上階の層間変形が大きくなる傾向にある。図 4.1 に示すように，筋かい構造のモデルは 4 本の鉛直荷重支持柱と 2 本の筋かい付帯柱をもつ。全ての柱が強軸の場合，付帯柱の剛性は鉛直荷重支持柱 5 本分の剛性に相当するため，合計で 14 本の鉛直荷重支持柱をもつこととなる。また，全ての柱が弱軸として取り付けていたとしても，約 5 本分の鉛直支持荷重柱をもつこととなる。

図 4.12 に，モデル 2 の最大層間変形角を示す。モデル 1 と同様の傾向にあるが，層間変形の集中度がより顕著になっており，筋かいは  $A_i$  分布に基づいて設計した方が，各層における層間変形角のばらつきが小さくなる。

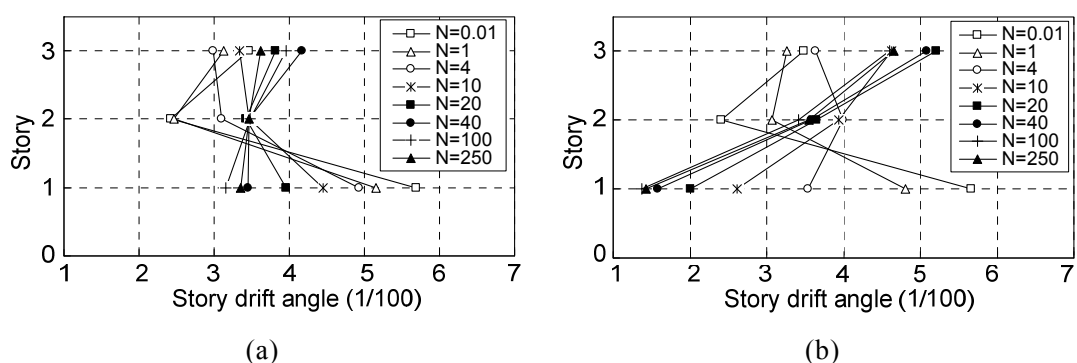


図 4.11 3 階建て筋かい構造モデル 1 の各層の層間変形角：

(a) 柱脚ピン接合；(b)柱脚剛接合

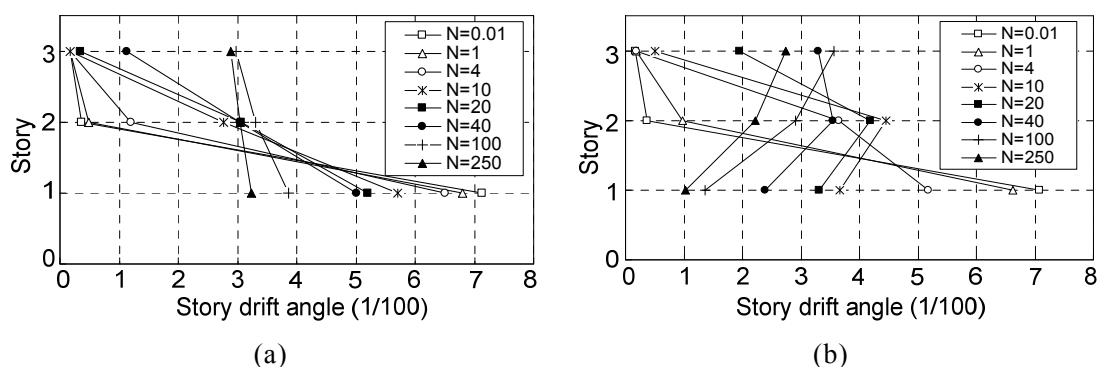


図 4.12 3 階建て筋かい構造モデル 2 の各層の層間変形角：

(a) 柱脚ピン接合；(b)柱脚剛接合

図 4.13 にモデル 2 に対して、層間変形集中係数  $DCF$  と鉛直荷重支持柱と筋かいの剛性比  $\alpha$  の関係を図 4.8 に重ねた結果を示す。前述した通り、図 4.8 は各層の筋かい断面を同じとし、2,3 階の筋かいのせん断剛性に対する 1 層目の筋かいのせん断剛性を  $\gamma$  として示した図である。

図 4.13(a) は柱脚がピン接合の場合を示す。この場合、必ず最大層間変形は 1 層目生じ、柱の剛性比  $\alpha$  が増加すると  $DCF$  は減少する。鉛直荷重支持柱が 4 本以上になると、 $DCF$  は急激に減少し、層間変形集中緩和に効果がある。図 4.13(b) は柱脚が剛接合の場合であり、柱の剛性比  $\alpha$  が増加すると、層間変形角が最大となる層は、1 層目から順に 2 層目、3 層目と変化する。鉛直荷重支持柱が 1 本を超えると  $DCF$  は急激に減少し、100 本程度で  $DCF$  は 1.5 に漸近する。図 4.8 に示した解析解と比較すると、柱脚の接合条件にかかわらず、 $DCF$  が急激に減少する剛性比  $\alpha$  の基点は、数値解析による結果の方が小さいが、柱の剛性比  $\alpha$  と  $DCF$  の関係はよい相関を示している。

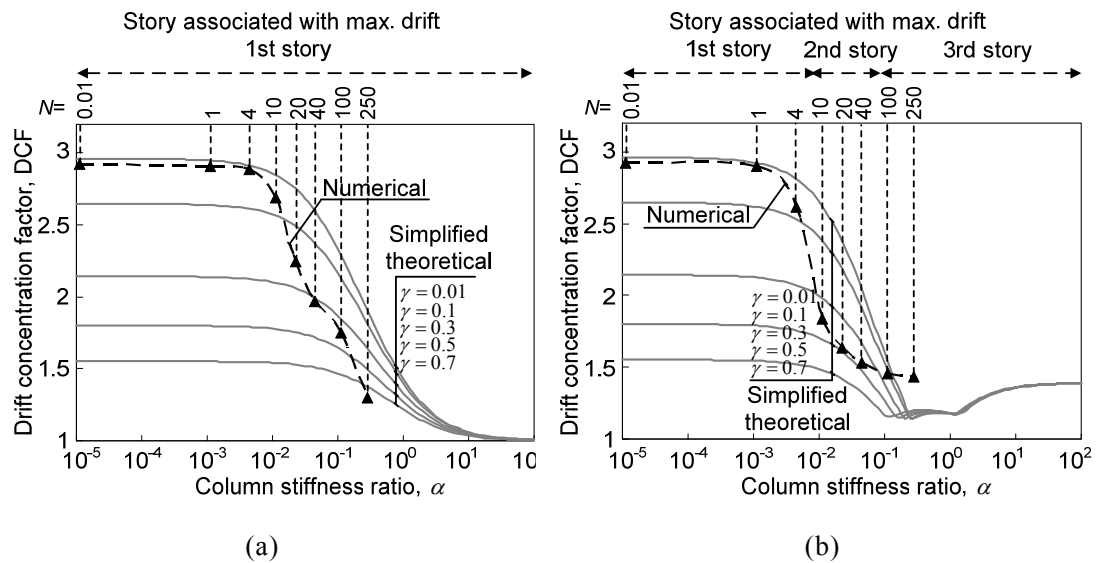


図 4.13 3 階建て筋かい構造モデル 2 の柱の剛性と層間変形各集中係数  $DCF$  の関係：  
(a)柱脚ピンの場合；(b)柱脚剛の場合

#### 4.4.2 鉛直荷重支持柱に要求される剛性と耐力

鉛直荷重支持柱が合理的に鉛直荷重に対してのみ設計された場合，これらに要求される付加的な剛性と強度は，地震荷重に対して層間変形集中に抵抗できるようなものとしなければならない．ここでは，50 年超過確率 2%となる BSE-2 地震動を対象としているため，鉛直荷重支持柱に要求される性能は柱の崩壊に関わる．鉛直荷重支持柱に要求される剛性は，時刻歴応答解析の結果から表 4.3 となる．ここでは，この剛性を許容する最大層間変形に対して表す．

表 4.3 3 階建て筋かい構造の鉛直荷重支持柱に要求される剛性（必要な柱本数）

許容最大層間変形	モデル 1		モデル 2	
	柱脚ピン接合	柱脚剛接合	柱脚ピン接合	柱脚剛接合
5%	4	1	40	10
4%	20	4	100	40
3%	---	---	---	250

許容最大層間変形角を 3%とすると，たとえ 100 本の鉛直荷重支持柱が存在しても，許容最大層間変形角を満足させることができないが，この許容値を 4%または 5%とすると，数本もしくは数十本の鉛直荷重支持柱を付加すれば層間変形角制限を満足させることが可能である．また，柱脚をピン接合とするよりも，剛接合とした方が，要求

される水平剛性に対する，鉛直荷重支持柱の本数は少なくてもよい．ただし，柱脚が剛接合の場合は，柱が 4 本を超えると，片持ち柱の効果により頂部の変形が 4%を超える．

前述したように，実際の設計では，筋かいの付帯柱は剛接合であるため，付帯柱だけでも強軸向きの場合 10 本分，弱軸向きの場合でも 4 本分の鉛直荷重支持柱が存在している．従って，モデル 1 のように  $A_i$  分布に基づいて設計した標準的な筋かい構造は，柱脚が剛接合であれば，鉛直荷重支持柱がなくても最大層間変形角を 4%程度に抑えることができる．

鉛直荷重支持柱に対しては，剛性だけではなく強度も要求される．解析では，鉛直荷重支持柱は弾性部材としてモデル化している．柱脚が剛接合の場合，鉛直荷重支持柱の最大曲げモーメントは柱脚で発生するのに対し，柱脚がピン接合の場合の最大曲げモーメントは 2 層目で発生する．鉛直荷重支持柱を弾性範囲にとどめるために，要求される弾性強度は，鉛直荷重支持柱の降伏モーメント  $M_{c,y}$  を超えた，最大曲げモーメント  $M_{R,e}$  により決定される．柱剛性と柱に必要とされる強度（全塑性モーメント）の関係を図 4.14 に示す．

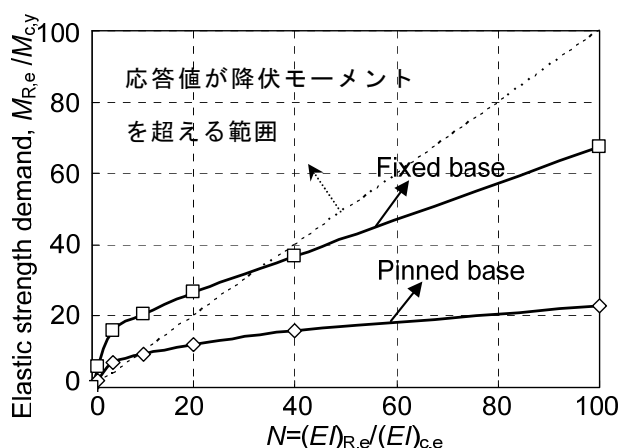


図 4.14 鉛直荷重支持柱に必要とされる曲げ強度

柱脚が剛接合の場合は  $N$  が 10 以上，柱脚がピン接合の場合は  $N$  が 40 以上あれば，鉛直荷重支持柱は弾性にとどまる．従って，鉛直荷重支持柱の本数が少ない場合には，柱を弾性範囲内に保つためにはより高い強度が必要となり，数本の鉛直荷重支持柱をもつごく一般的な筋かい構造では，鉛直荷重支持柱は塑性化することとなる．

鉛直荷重支持柱の弾塑性挙動を考慮するために，柱を弾塑性部材としてモデル化して解析を行った結果，鉛直荷重支持柱の本数  $N$  と最大層間変形角の関係を図 4.15 に示



す。

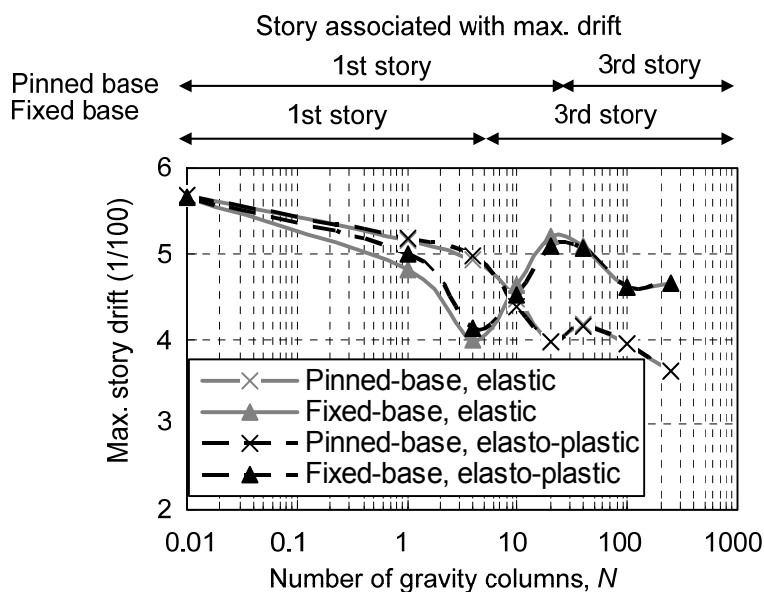


図 4.15 鉛直荷重支持柱の本数と最大層間変形角の関係

図中、×印は柱脚がピン接合の場合、▲印は柱脚が剛接合の場合を示し、実線は部材を弾性、破線は部材を弾塑性としてモデル化した結果である。鉛直荷重支持柱を弾性部材および弾塑性部材としてモデル化した結果を比較すると、最大層間変形角はほとんど変わらず、その差は最大でも 3%程度である。また、部材のモデル化にかかわらず、鉛直荷重支持柱の本数  $N$  と最大層間変形角の関係も同じといえる。

図 4.16 は、BSE-2 地震動 20 波のうちある 1 波を用いて、4 本の柱脚が剛接合の柱をもつ筋かい構造に対して解析を行った結果で、1 層目の層間変形時刻歴応答値を示す。

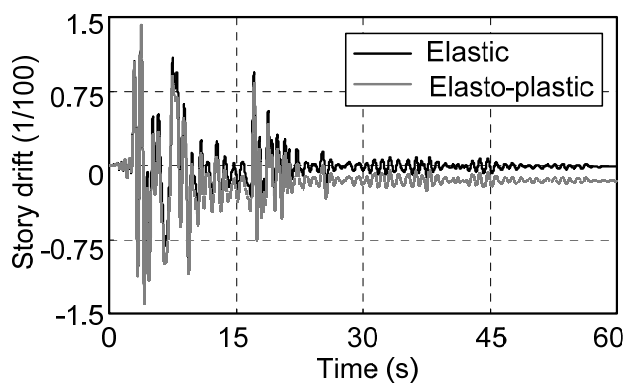


図 4.16 1 層目の時刻歴層間変形角

鉛直荷重支持柱のモデル化が弾性，弾塑性にかかわらず最大層間変形はほぼ同じであるが，残留変形に差がみられる．BSE-2 地震動のうち，他の地震波を用いても同様な傾向が得られた．従って，鉛直荷重支持柱の塑性化は，最大変形には大きな影響を与えないため，層間変形集中を緩和するための鉛直荷重支持柱の塑性化は許容できるが，残留変形が生じることとなる．

#### 4.5 設計条件の異なる骨組に対する検討

次に，前述した 3 層の筋かい構造を基準として，建物の高さ，構造特性係数  $D_s$ ，筋かいの細長比  $\lambda$  を変数として，同様の傾向を示すかを確認する．

##### 4.5.1 6 階建てモデル

ここでは，建物の高さを変数とする．梁が柱にピン接合されている筋かい構造は一般的には中低層建物に採用されるので，ここでは中層建物の代表として 6 層の筋かい構造に着目する．

6 階建て筋かい構造の解析モデルは，前述した 3 階建て筋かい構造の解析モデルと同じ平面形状，階高とする．部材断面についても，3 階建てモデルと同様に建築基準法に従って設計する．時刻歴応答解析は，3 階建てのモデルの解析と同様に，剛性が異なる鉛直荷重支持柱とピン接合の梁で接続された筋かい骨組を組み合わせた単純なモデルを対象とし，モデル 1 は各層の筋かいを  $A_i$  分布に基づいた地震荷重にて設計した骨組，モデル 2 は各層の筋かい断面が，モデル 1 の 1 層目の筋かい断面とすべて同じである骨組とする．6 階建て解析モデルを図 4.17 に，鉛直荷重支持柱および筋かいの断面表を表 4.4 に示す．なお，筋かいの細長比  $\lambda$  は 100 とした．

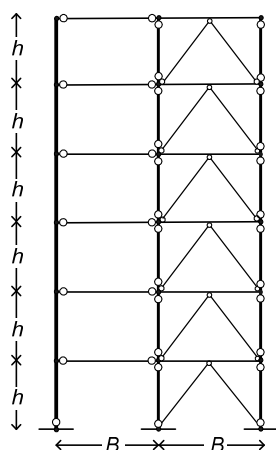


図 4.17 6 階建て解析モデル

表 4.4 6 階建て筋かい構造の部材断面表

階	モデル 1		モデル 2	
	鉛直荷重支持柱	筋かい	鉛直荷重支持柱	筋かい
6	H184.1×184.1×8.0×12.0	P150.9 $\phi$ ×9.9	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2
5	H184.1×184.1×8.0×12.0	P156.4 $\phi$ ×15.9	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2
4	H184.1×184.1×8.0×12.0	P155.5 $\phi$ ×14.9	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2
3	H281.7×281.7×8.0×12.0	P158.0 $\phi$ ×17.6	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2
2	H281.7×281.7×8.0×12.0	P159.8 $\phi$ ×19.7	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2
1	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2	H281.7×281.7×8.0×12.0	P161.0 $\phi$ ×21.2

3 階建て筋かい構造の解析と同様に、モデル 1、モデル 2 に対し、鉛直荷重支持柱がそれぞれ 0.01, 1, 4, 10, 20, 40, 100, 250 本とした柱脚が剛接合およびピン接合の 6 階建て解析モデルを考える。それぞれのモデルに対する 1 次固有周期を表 4.5 に示す。モデル 1,2 とも、柱脚がピン接合の場合は鉛直荷重支持柱の本数  $N$  にかかわらず剛性はほぼ同じであるが、柱脚が剛接合の場合は、 $N$  が 0.01 と 250 ではモデル 1 の場合は 5%程度、モデル 2 の場合は 20%程度異なる。

表 4.5 6 階建て筋かい構造の固有周期

鉛直荷重支持柱 の本数 $N$	モデル 1		モデル 2	
	固有周期 (s)		固有周期 (s)	
	柱脚ピン接合	柱脚剛接合	柱脚ピン接合	柱脚剛接合
0.01	0.8787	0.8787	0.6023	0.6023
1	0.8786	0.8784	0.6023	0.6018
4	0.8784	0.8776	0.6022	0.6002
10	0.8780	0.8760	0.6021	0.5974
20			0.6019	0.5931
40	0.8763	0.8688	0.6015	0.5860
100	0.8733	0.8563	0.6003	0.5705
250			0.5979	0.5456

図 4.18, 4.19 に BSE-2 地震動に対する各層の層間変形角を示す。なお、応答値は 84

パーセントタイルである。筋かいの断面を  $A_i$  分布に基づき決定したモデル 1 と比較して、全層同じ断面としたモデル 2 の方が、鉛直荷重支持柱の本数に対する層間変形角のばらつきが大きい。

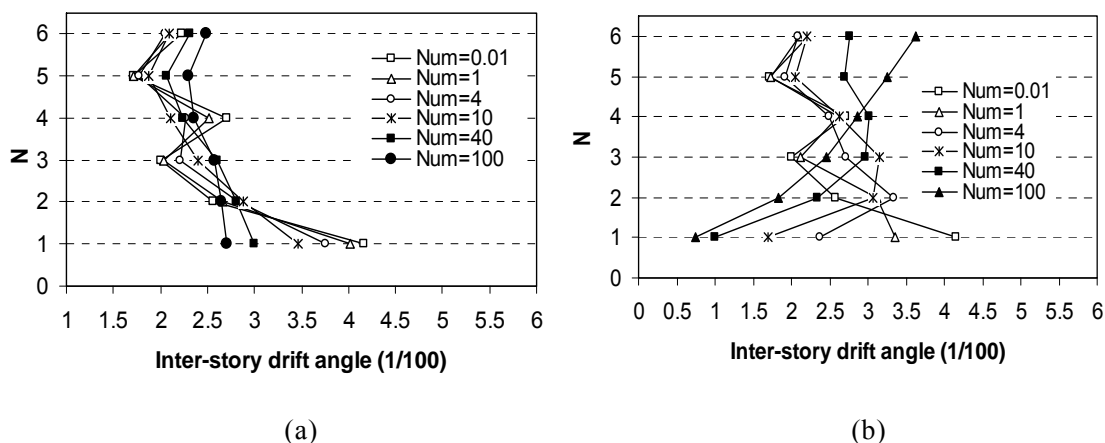


図 4.18 6 階建て筋かい構造モデル 1 の層間変形角：

(a) 柱脚ピン接合；(b)柱脚剛接合

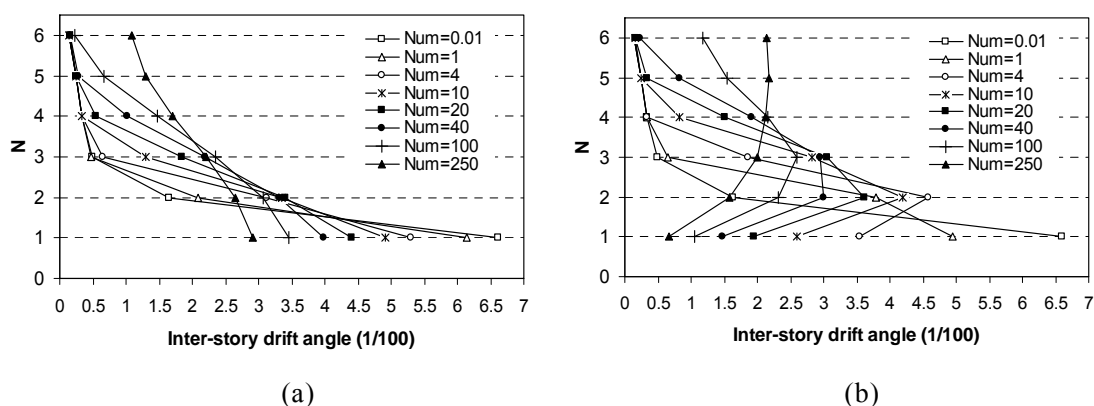


図 4.19 6 階建て筋かい構造モデル 2 の層間変形角：

(a) 柱脚ピン接合；(b)柱脚剛接合

図 4.20,4.21 に 3 階建ておよび 6 階建てモデルに対する、鉛直荷重支持柱の本数  $N$  と最大層間変形および層間変形集中係数  $DCF$  の関係を示す。図中、×印は 3 階建ての場合、▲印は 6 階建ての場合を示し、実線は柱脚を剛接合、破線は柱脚をピン接合としてモデル化した結果である。

3 階建てモデルと同様に、鉛直荷重支持柱は最大変形や層間変形集中を制御する効果があり、鉛直荷重支持柱の本数が少ない場合は、柱脚を剛接合とすることにより層

間変形集中の制御効果は大きい。柱脚が剛接合の場合、鉛直荷重支持柱の本数により最大層間変形角が1階から2階に移行する。その基点となる柱の本数は、3階建てモデルの場合は10本程度で、6階建てモデルの場合は40本程度となり、低層骨組の方がより柱脚の固定度が最大層間変形に及ぼす影響が大きい。

6階建てモデルの最大変形角は3階建てモデルよりも小さい。これは、1次固有周期が、3階建てモデルの0.4秒前後であるのに対し、6階建てモデルの場合は0.6～0.9秒程度であり、応答スペクトル上、周期が長くなると応答値が低減する領域にあるためである。最大層間変形角は6階建てモデルの方が小さくなるが、層間変形集中係数  $DCF$  は大きくなる傾向にある。これは、6階建てモデルの上層の層間変形角が比較的小さいため、層間変形が集中している層の変形が相対的に大きくなるためである。

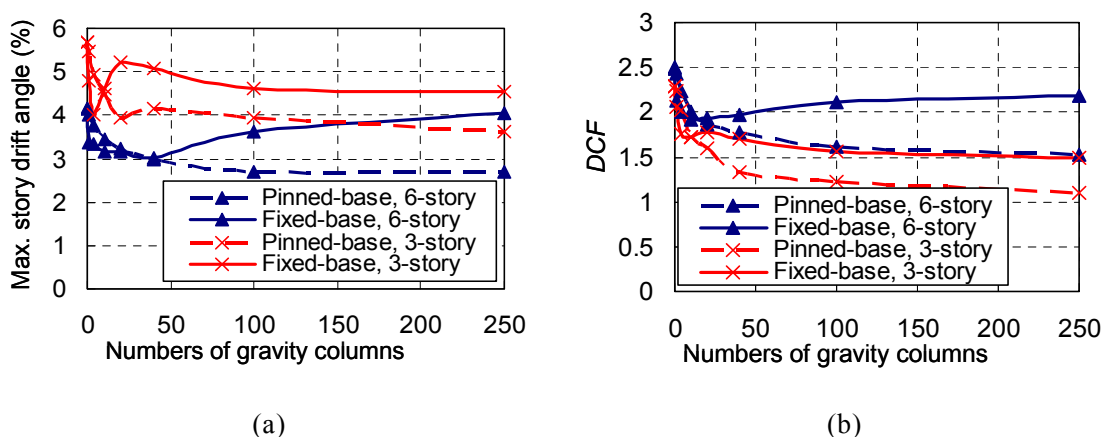


図 4.20 モデル 1 の解析結果：(a)最大層間変形と鉛直荷重負担柱の本数の関係；  
(b)層間変形角集中係数  $DCF$  と鉛直荷重負担柱の本数の関係

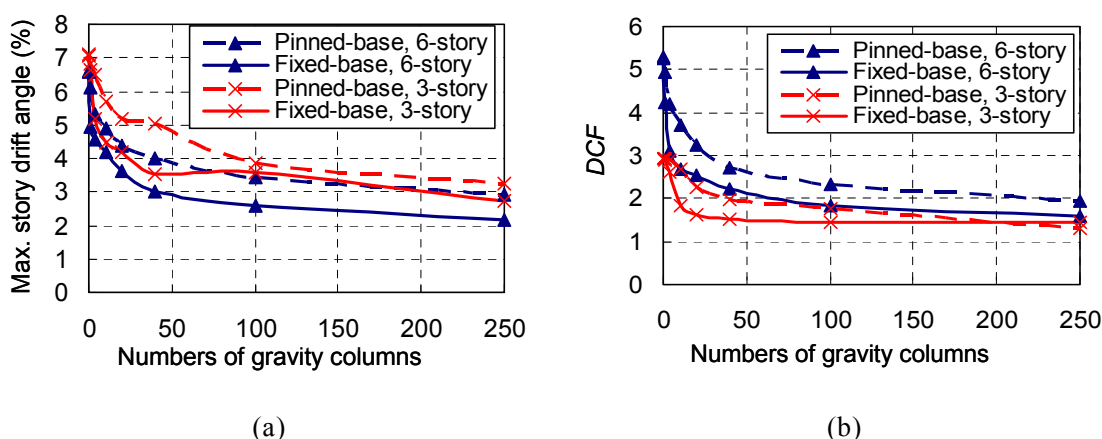


図 4.21 モデル 2 の解析結果：(a)最大層間変形と鉛直荷重負担柱の本数の関係；  
(b)層間変形角集中係数  $DCF$  と鉛直荷重負担柱の本数の関係

表 4.6, 4.7 に各モデルにおける鉛直荷重支持柱に要求される剛性を示す。6 階建てモデルの最大変形角は 3 階建てモデルよりも小さいため、6 階建てモデルでは、数本の一般的な鉛直荷重支持柱で、BSE-2 地震動のような、かなり大きな地震に対して、崩壊を抑制することができる。

表 4.6 モデル 1 における鉛直荷重支持柱に要求される剛性（必要な柱本数）

モデル 1 許容最大層間変形角	3 階建てモデル		6 階建てモデル	
	柱脚ピン接合	柱脚剛接合	柱脚ピン接合	柱脚剛接合
5%	4	1	0	0
4%	20	4	4	1
3%	---	---	40	40

表 4.7 モデル 2 における鉛直荷重支持柱に要求される剛性（必要な柱本数）

モデル 2 許容最大層間変形角	3 階建てモデル		6 階建てモデル	
	柱脚ピン接合	柱脚剛接合	柱脚ピン接合	柱脚剛接合
5%	40	10	10	1
4%	100	40	40	15
3%	---	250	250	40

#### 4.5.2 構造特性係数 $D_s$ を変数とした解析モデル

次に、設計における基本変数として、構造特性係数  $D_s$  を変数として 0.15, 0.3, 0.45 の三種類を想定する。 $D_s$  値 0.15 は米国の純ラーメンに採用される基準値相当であり、0.45 は柱・梁を FC ランクとし、筋かいを BC ランク、保有水平耐力時の筋かいの分担率を 50%以上としたときの値である。筋かいでせん断力を 100%負担しているので、 $D_s$  によって筋かいの部材断面は変わるが、鉛直荷重支持柱および柱は同じ部材断面となる。 $D_s$  が小さいと設計用せん断力は小さくなるため、筋かいの断面も小さくなる。

これらのモデルに対して時刻歴応答解析を行った結果として、図 4.22 に鉛直荷重支持柱  $N$  と最大層間変形角の関係を示す。×印は柱脚がピン接合の場合、▲印は柱脚が剛接合の場合を示す。応答値は 84 パーセントタイルである。

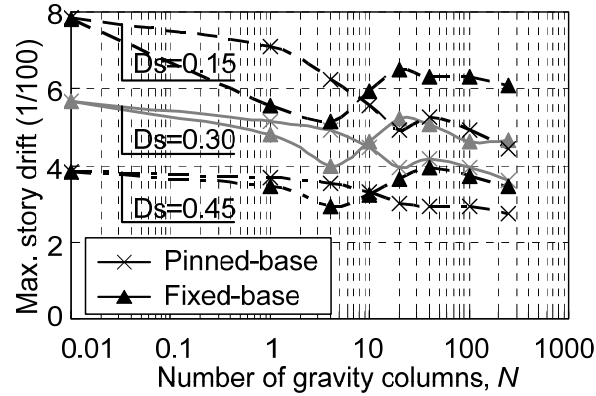


図 4.22  $D_s$  を変数とした鉛直荷重負担柱の本数と最大層間変形角の関係

$D_s$  に関わらず，鉛直荷重支持柱により最大層間変形が小さくなる効果が見られる．また， $D_s$  が小さくなるほど最大変形は大きくなる傾向にある．鉛直荷重支持柱の本数  $N$  と最大層間変形角の関係は， $D_s$  にかかわらず同じであり， $D_s$  が 0.15 下がるごとに，最大層間変形は 1.3% 増える傾向にある．筋かい構造にとって， $D_s$  が小さいと，特に 0.15 のような小さな値で設計すると，BSE-2 地震動においては，何十本もの鉛直柱を付加しても，最大変形は 5% 以上となり，建物の崩壊を制御することはかなり難しい．

#### 4.5.3 細長比 $\lambda$ を変数とした解析モデル

最後に，細長比  $\lambda$  を変数として前述と同様の解析を行う．実際の設計では，採用される細長比の範囲は 60～140 程度のため，細長比  $\lambda$  を 60, 100, 140 とした．

静的な弾塑性解析を行い，図 4.23(a) に筋かいの荷重変形関係として示す．細長比が座屈時の荷重と変形に影響を及ぼすことは明らかであるが，変形角が 1% 以上になると細長比の値に関わらず，荷重は同程度に漸近していく．

次に，各細長比に対して，前述と同じ方法で 3 階建て骨組を設計し，時刻歴応答解析を行い，鉛直荷重支持柱の本数  $N$  と最大層間変形角の関係を図 4.23(b) に示す．×印は柱脚がピン接合の場合，▲印は柱脚が剛接合の場合を示す．応答値は 84 パーセントタイルである．ここでも，鉛直荷重支持柱により最大層間変形が小さくなる効果が見られる．

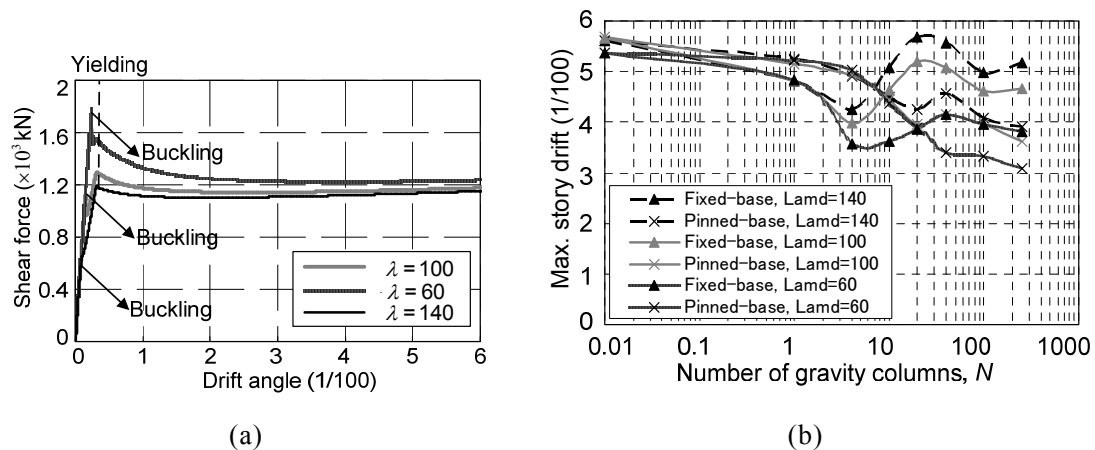


図 4.23 筋かいの細長比を変数とした最大層間変形角の比較

：(a)筋かいの荷重変形関係；(b)鉛直荷重負担柱の本数と最大層間変形角の関係

鉛直荷重支持柱の剛性が小さい領域では、例えば柱脚がピン接合の場合は本数  $N$  が 10 以下、剛接合の場合は本数  $N$  が 1 以下の場合、筋かいの細長比に関わらず、骨組全体の最大層間変形はほぼ同じである。この領域では、筋かい構造の全体挙動は、鉛直荷重支持柱ではなく、筋かいの剛性と耐力に支配され、筋かいの変形は 4%程度となる。筋かいの座屈後安定耐力は細長比にかかわらず同程度であるため、骨組全体の最大層間変形は細長比の影響はあまり受けない。しかし、鉛直荷重支持柱の剛性が高くなると、筋かいの変形も小さくなり、同じ変形領域でも細長比の違いにより筋かいの圧縮側の耐力が異なるため、骨組全体の層間変形は細長比の影響を受けやすくなり、細長比が小さいほど最大層間変形角は小さくなる。

柱脚が剛接合の場合、鉛直荷重支持柱の本数により最大層間変形角が 1 階から 2 階に移行する。その基点となる柱の本数は、細長比が 140 の場合は 7 本、100 の場合は 10 本、60 の場合は 11 本となり、筋かいの細長比が大きい方がより柱脚の固定度が最大層間変形に及ぼす影響が大きい。

#### 4.6 まとめ

本章では、柱梁をピン接合とした筋かい構造において鉛直荷重だけを支持する柱が、層間変形集中をどの程度緩和でき、崩壊に対してどの程度の抵抗力となるかを検討した。まず、3 階建て筋かい構造に対して、鉛直荷重支持柱の剛性と層間変形集中の関係を表わす解析解を求めた。次に、時刻歴応答解析によって解析結果が解析解と同じ傾向を示すか検証した。最後に、建物高さ、構造特性係数、筋かいの細長比が層間変形集中に及ぼす影響について検討した。これらにより下記の知見を得た。



- (1) 鉛直荷重支持柱の層間変形集中緩和に対する効果を確認するため、3 階建て筋かい構造を簡略化したモデルに対して、鉛直荷重支持柱の筋かいに対するせん断剛性比と層間変形集中の関係を表わす解析解を示した。解析解では、1 層目の柱脚がピン接合の場合、変形は必ず 1 層目が大きくなり、柱の剛性比が高くなると層間変形集中係数は 1.0 に漸近する。一方、柱脚が剛接合の場合、柱の剛性比が高くなると、1 層目から、2 層目、3 層目へと変形が大きくなる層が変化し、層間集中係数は 1.4 程度に漸近する。このように、鉛直荷重支持柱は、その付加的な水平剛性と強度により層間変形の集中を緩和することができる。
- (2)  $A_i$  分布に基づいた地震荷重に対して設計した 3 階建て筋かい構造(モデル 1)と、2,3 層目の筋かい断面を 1 層目と同じとした筋かい構造(モデル 2)に対して、1 層目の柱脚をピン接合または剛接合として、50 年超過確率 2%となる BSE-2 地震動を用いて時刻歴応答解析を行った。その結果、いずれのモデルに対しても、柱脚がピン接合の場合は、柱の本数にかかわらず常に 1 層目の層間変形が大きくなり、一方、柱脚が剛接合の場合は、鉛直荷重支持柱の片持ち柱効果により、柱の本数が少ない場合は 1 層目の層間変形が大きくなるが、柱の本数が多くなるに従い、2 層目、3 層目へと変化するなど、解析解と同じ傾向を示した。
- (3) BSE-2 地震動時の許容最大層間変形を 4%とすると、3 階建て筋かい構造の鉛直支持柱に要求される剛性、すなわち必要な柱本数は、柱脚が剛接合の場合は  $A_i$  分布に基づいた地震荷重に対して設計したモデルが 4 本、柱脚がピン接合の場合は 20 本であった。実際の設計では、筋かいには剛接された付帯柱が存在し、柱の向きにかかわらず数本分の鉛直荷重支持柱が存在することになるため、最大層間変形角は 4%程度となる。
- (4) 柱の強度が層間変形集中の緩和に及ぼす影響を確認するために、鉛直荷重支持柱を弾性および弾塑性としてモデル化し時刻歴応答解析を行ったところ、BSE-2 地震動に対して、柱のモデル化に関わらず最大変形はほぼ同じであった。従って、柱の強度は層間変形集中緩和には影響しない。
- (5) 6 階建て筋かい構造においても、BSE-2 地震動に対して鉛直荷重支持柱は層間変形集中を制御する効果がある。3 階建てモデルと比較すると、建物の固有周期が長い場合最大変形は小さくなるが、層間変形集中係数は大きくなる。また、許容最大層間変形を満足するために必要な鉛直荷重支持柱の本数も少ない。
- (6) 構造特性係数  $D_s$  の影響を確認するために、 $D_s$  を 0.15,0.3,0.45 として 3 階建てモデルに対して時刻歴応答解析を行ったところ、 $D_s$  が大きいほど最大層間変形は小さくなり、 $D_s$  が 0.15 では何十本の鉛直荷重支持柱を付加しても最大層間変形は

5%以上となる。

- (7) 筋かいの細長比 $\lambda$ の影響を確認するために、 $\lambda$ を 60,100,140 として 3 階建てモデルに対して時刻歴応答解析を行ったところ、鉛直荷重支持柱が少ない領域では、筋かい軸力が座屈後安定耐力に近づくため、 $\lambda$ による影響は少ないが、柱の本数が多くなると $\lambda$ が大きいほど最大層間変形は小さくなる。
- (8) 以上により、柱と梁をピン接合した多層の筋かい構造は、鉛直荷重支持柱と筋かい付帯柱が存在し、その付加的な水平剛性と強度により、BSE-2 地震動に対しても層間変形集中は起こらない。

#### 第 4 章 参考文献

- 4.1) Tremblay, R., “Achieving a Stable Inelastic Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.40, No.2, pp111-129, 2003.
- 4.2) MacRae, G. A., Kimura, Y., and Roeder, C., “Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.130, No.3, pp381-391, 2004.3.
- 4.3) 木村祥裕, グレゴリーマクレイ:柱脚固定された二層ブレース架構の層間変形集中に及ぼす柱材の曲げ剛性及び曲げ耐力の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 593 号, 2005 年 7 月, pp.153-160
- 4.4) 多賀謙蔵, 加登美喜子, 和田章他:ダンパー効率を高めたパッシブ制震構造における構造計画上の留意点と実用性, パッシブ制振構造シンポジウム 2004, 2004 年 11 月, pp.105-112.
- 4.5) 木村祥裕:損傷制御型二層ブレース構造物の層間変形集中に対する弾性柱材の抑制効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, 2007 年 2 月, pp.187-195
- 4.6) Marino, E. and Nakashima, M., “Seismic Performance and New Design Procedure for Chevron Braced Frames”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.35, Issue 4, April 2006, pp433-452
- 4.7) Somerville P et al. Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project. SAC Background Document. Report No. SAC/BD-99-03, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, 1997.

## 第 5 章 軽量鉄骨下地間仕切り壁実験

### 5.1 はじめに

建物の性能を論じるときに、構造性能に加えて非構造部材の性能を考慮しなければならないことは、過去の地震被害が教えるところであり、性能設計の主要目標の一つを構成している。非構造部材は、主として外装材と内装材に大別され、また内装材では、間仕切り壁と天井材が代表的である。一例として、中層程度（20m×40m、地上 10 階建て）の鉄骨造の事務所を考えると、天井材に約 8,000m<sup>2</sup>、間仕切り壁に約 7,000m<sup>2</sup>が必要となる。天井材と仕上げを含んだ間仕切り壁の典型的な単価を 3,500 円/m<sup>2</sup>、10,000 円/m<sup>2</sup> <sup>5.1)</sup>とすれば、この事務所の天井材と間仕切り壁に合計 1 億円を投資しなければならない。一方で、事務所の建設費を 24 万円/m<sup>2</sup>とすると、躯体費は建設費の 30%程度で約 6 億円であるから、内装材の躯体費に対する比は 15%と決して無視しえる額ではない。ここにおいても、内装材がどのように損傷し、またその損傷を補修するためにどの程度の費用を要するかを明らかにしておく意義は高い。間仕切り壁の耐震性能については、間仕切り施工業者による層間変形追随性確認実験＜例えば <sup>5.2)</sup>＞があるが、その詳細は一般に公開されていない。このような状況に立脚し、これら非構造部材の損傷とその補修費用を定量化するため、典型的な内装材である軽量鉄骨下地間仕切り壁に対する実大実験を実施した。

### 5.2 軽量鉄骨下地間仕切り壁の概要

#### 5.2.1 軽量鉄骨下地間仕切り壁の規格

軽量鉄骨下地間仕切り壁は、建物の構造形式に関わらず内壁として最も多く用いられる内装材である。間仕切り壁は水平材のランナー、鉛直材のスタッド、石膏ボードから構成される。ランナーとスタッドは幅 65mm 程度の溝形をした軽量鉄骨で、これらを合わせて鋼製下地材と呼ぶ。間仕切り壁の取り付け詳細および施工方法は、国土交通省による仕様書 <sup>5.3)~5.5)</sup> や日本建築学会等の諸団体による仕様書など <sup>5.6)~5.9)</sup> に示されているほか、設計者や施工者独自の詳細図 <sup>5.10)</sup>による場合もある。本実験では通常の施工方法に従って間仕切り壁を設置した。

#### 5.2.2 軽量鉄骨下地間仕切り壁の施工方法

施工手順は次の通りである。

- (1)ランナーを壁の頂部、脚部とも床スラブに直接ピンで取り付ける。
- (2)スタッドを約 450mm ピッチでランナーに差し込み、水平の振れ止めを約 1200mm

- ピッチで設置する。このとき、ランナーとスタッドは固定しない。（写真 5.1(a)）
- (3) 下貼りの石膏ボードとスタッドをビスで留める（写真 5.1(b)）。
- (4) その上に、上貼りの石膏ボードを下貼りの石膏ボードとタッカーで仮留めした後、  
接着剤を用いて接合する（写真 5.1(c)）。
- (5) 石膏ボードと柱や床スラブの間にシールを施し、パテで石膏ボードの目地をしごき、平滑にして乾燥させてからクロス貼り等の仕上げを行う。

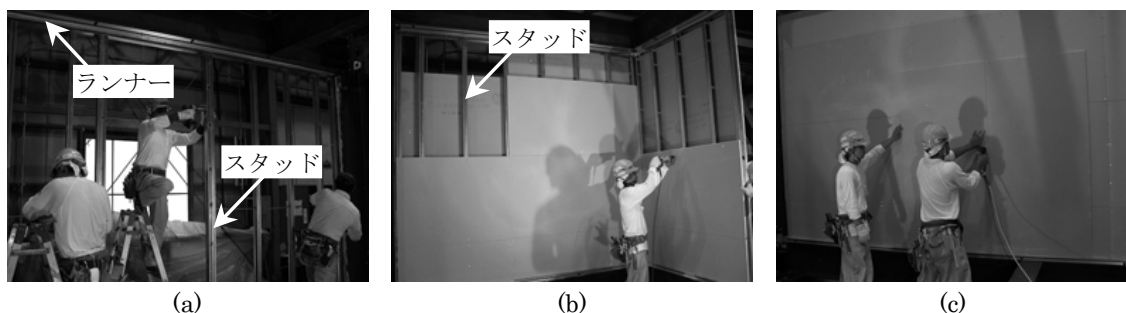


写真 5.1 間仕切り壁の施工

：(a)スタッドの設置；(b)下貼りボードの固定；(c)上貼りボードの固定

### 5.2.3 軽量鉄骨下地間仕切り壁の層間変位追従性

スタッドとランナーは固定されておらず、石膏ボードはスタッドと固定されているがランナーとは固定されていない。従って、地震等の水平荷重により建物に層間変位が生じた場合、ランナーは床と一緒に水平に動くが、スタッドはランナー内で滑るためスタッドと石膏ボードは動かない。このシステムにより、軽量鉄骨下地間仕切り壁は層間変位に追従することができる。したがって、間仕切り壁に開口部や直交壁が取り付けいていない場合、石膏ボードが端部の柱や壁に接触しない限り、軽量鉄骨下地間仕切り壁に損傷は生じない。ただし、端部のクリアランスの大きさについて規定はなく、通常 10～15mm 程度のクリアランスが設けられている。

## 5.3 軽量鉄骨下地間仕切り壁の試験体

### 5.3.1 試験体の概要

本実験では、鉄骨構造の事務所ビルにある会議室を想定し、その間仕切りに使用される軽量鉄骨間仕切り壁を対象とした。壁の高さを 2800mm、幅を 3950mm と想定し、遮音壁として厚さ 12.5mm の石膏ボードを二重張りとする。試験体は下記の 4 種類とする。

(1)鋼製下地試験体：鋼製下地材のみの試験体

鋼製下地試験体は鋼製下地材のみとするだけで構成される。壁体の大きさは横 3950mm，縦 2800mm とする。鋼製下地材は JIS 規格品<sup>5.11)</sup>の 65 型とし，ランナーは WR-65 (67×40×0.8)，スタッドは WS-65 (65×45×0.8)，振れ止めは WB-25 (25×10×1.2) である。ランナーのピッチは 455mm とし，脚部から 1200mm の位置に水平の振れ止めを設けている。

(2)一般壁試験体：軽量鉄骨下地間仕切り壁（図 5-1(a)）

一般壁試験体は鋼製下地試験体の両面に石膏ボードを 2 重に取り付けた試験体である。石膏ボードの大きさは 910mm×1820mm，厚さは 12.5mm である。壁の大きさにあわせて端部ボードの大きさを調節する。鋼製下地を取り付けた後，下貼りボードは横向きとし，ビス (3.5φ×22) で約 300mm ピッチ毎に石膏ボードと固定する。上貼りボードは縦向きとし，接着剤を用いて下貼りボードと固定する。上貼りボード間の目地はパテを塗り，目地部を平滑にした後乾燥させる。

(3)扉付き壁試験体：軽量鉄骨下地間仕切り壁に鋼製扉を加えた試験体（図 5-1(b)）

扉付き壁試験体は一般壁試験体に鋼製扉を加えた試験体である。鋼製下地材及び石膏ボードの仕様は一般壁試験体と同じである。鋼製扉の大きさは 850mm×2100mm とし，扉周囲に，鋼製扉枠(四方枠)とその左右及び上部に開口補強材(C-65×30×10×2.3)を取り付ける。

(4)L 字型壁試験体：軽量鉄骨下地間仕切り壁の隅角部をモデル化した L 字型試験体(図 5-1(c))

L 字型壁試験体は間仕切り壁の隅角部をモデル化した，L 字型の平面形状をもつ試験体である。試験体の大きさは平行壁の幅 2975mm，直交壁の幅が 1750mm で，高さは 2800mm である。鋼製下地及び石膏ボードの仕様は一般壁試験体と同じである。

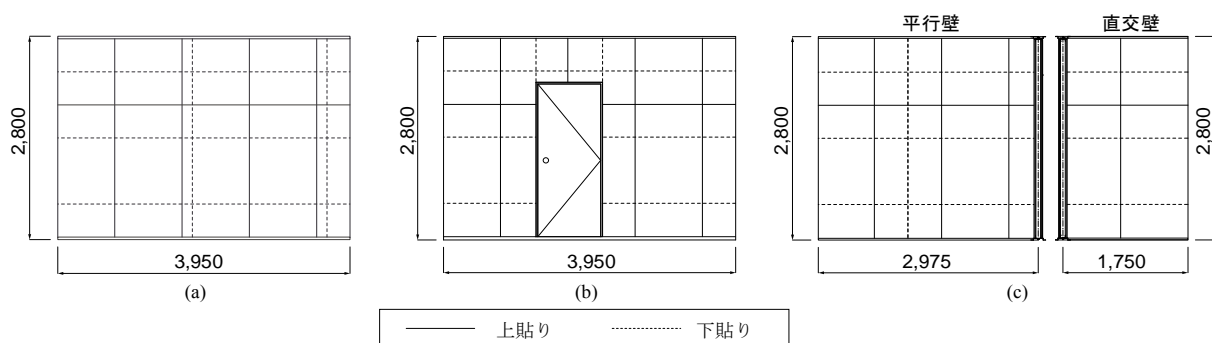


図 5-1 試験体図面（単位 mm）

：(a)一般壁試験体；(b)扉付き壁試験体；(c)L 字型壁試験体

### 5.3.2 軽量鉄骨下地間仕切り壁試験体の詳細

試験体の取り付け詳細は、国土交通省営繕部監修による「建築工事標準詳細図」<sup>1)</sup>を参考にし、一般的に用いられる方法を用いた。各部の取り付け詳細は下記による。

#### (1)鉄骨梁，鋼製下地材，石膏ボードの取り付け詳細

(鋼製下地試験体，一般壁試験体，扉付き壁試験体，L字型壁試験体)

鋼製フレームの鉄骨梁を床スラブにみたててランナーを取り付けるため，厚さ2.3mmの曲げ加工を施したプレート（以後，ハット型金物と呼ぶ）を鉄骨梁に取り付け，ランナーをハット型金物に直接ビスで固定した。下貼りボードとハット型金物とのクリアランスを頂部では10mmとした。一般的には，10mmの隙間にはシールを施すが，本実験ではこれを無視した。

#### (2)鉄骨柱，鋼製下地材，石膏ボード取り付け詳細

(鋼製下地試験体，一般壁試験体，扉付き壁試験体，L字型壁試験体)

鉄骨柱から20mm控えた位置にスタッドを取り付け，鉄骨柱と石膏ボードのクリアランスを15mmとしている。一般的には，15mmの隙間にはシールを施すが，本実験でこれを無視した。図5-2に端部詳細図を示す。

#### (3)鋼製建具，鋼製扉開口補強材，鋼製下地材取り付け詳細（扉付き壁試験体）

鋼製建具は厚さ1.6mmのプレートを加工したもので，見つけ幅25mm，奥行き137mmである。建具から30mm離れた位置に開口補強材（C-65×30×10×2.3）を取り付ける。建具の外側には開き止めのプレートを500mmピッチで取り付け，そのプレートと開口補強材を9φの鉄筋で溶接して接合している。開口補強材の外側にはランナーが隙間なく取り付けられておりM4ボルトで接合している。石膏ボードと鋼製建具は，上貼りボード，下貼りボードともに開き止めプレートの位置で建具と接触している。

鉛直方向の開口補強材はランナーに差し込み，L型の金物とM5のボルトで床スラブ（本試験体の場合はハット型金物）と固定する。鉛直方向と水平方向の開口補強材も同様にL型金物で固定する。水平の開口補強材上部には，もう一段ランナーを設置し，まぐさ部分にもスタッドを約450mmピッチで挿入する。

#### (4)壁コーナー部の鋼製下地材，石膏ボード取り付け詳細（L字型壁試験体）

頂部，脚部とも，鋼製フレームに対して平行な壁に取り付くランナーを試験体の位置まで通す，直交壁のランナーは，それに取り付く形となっているため，コーナー部角のスタッドは図面上縦向き（南北方向）となる。このスタッドと1本目の横向きのスタッドは接触しており，施工上必要な部位のみ固定されている。石膏ボードは，平行壁は縦向きのスタッドに，直交壁は横向きのスタッドにビスで固定しているが，この試験体では，脚部において，3ヵ所直交壁と縦向きのスタッドが固定されている。



図 5-3 にコーナー部詳細図を示す。

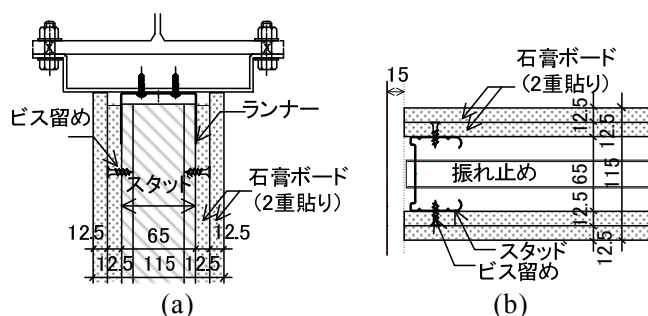


図 5-2 端部詳細図（単位 mm）：(a)断面；(b)平面

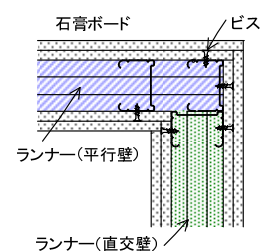


図 5-3 コーナー部詳細図

## 5.4 加力と計測

図 5-4 に示す鋼製フレームを用い、準静的繰返し載荷実験を行った。また、一般壁試験体については動的載荷実験も行った。鋼柱、鋼梁は互いにピンで接合されているので、鋼製フレームは水平力を負担しない。また、試験体下部に設置された鋼梁は、反力床に固定されており、鋼製フレームは平行四辺形として変形する。

加力するためのアクチュエータを鉄骨柱の高さ中央付近に取り付け、地震力を模擬する水平力を強制変位として加えた。図 5-5 に載荷履歴を示す。漸増変位振幅繰返しを載荷の基本とし、全体変形角として、0.0025, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 0.1rad を選択した。全体変形角は、試験体上部の鉄骨梁軸心位置での水平変位を柱脚ピンからその位置までの高さ（3.05m）で除した値として定義する。また、各変位振幅における繰返し数は 2 回もしくは 1 回とした。動的載荷は、正弦波入力とし、振幅は準静的載荷と同様に 0.0025～0.1rad とした。各振幅において、1 サイクル当たりの載荷周波数は基本的に 1.0Hz（周期 1.0sec）としたが、0.08, 0.1rad 振幅ではアクチュエータの載荷速度の限界（600mm/sec）を超えてしまうので、それぞれ周波数を 0.77, 0.63Hz とした。

試験体（間仕切り壁）のせん断変形角は、アクチュエータ変位を柱脚ピン中心からアクチュエータ軸心までの高さで除して求め、試験体に作用するせん断力は、アクチュエータ荷重を 0.5 倍（柱脚ピンからアクチュエータ軸心までの高さ 1,550mm と上部鋼梁軸心位置までの高さ 3,050mm の比）したものとした。変位計により計測したアクチュエータを取り付けた鋼柱頂部（上部の鋼梁の軸心位置）の水平変位と、アクチュエータ変位を高さの比率から鋼柱頂部の変位に換算した値（アクチュエータ変位の 2 倍）は 10%未満の違いにとどまっており、アクチュエータを鋼柱高さ中央付近に取り付けたことによる、鋼柱の変形は無視できる程度である。扉付き壁試験体について

では、扉枠の対角方向の変位を計測し、扉開口部のせん断変形角も求めた。直交壁付き試験体については、直交梁端部の载荷方向の水平変位も計測した。さらに全試験体において、間仕切り壁面に作用する応力計測のため、石膏ボード表面にひずみゲージを貼付した。

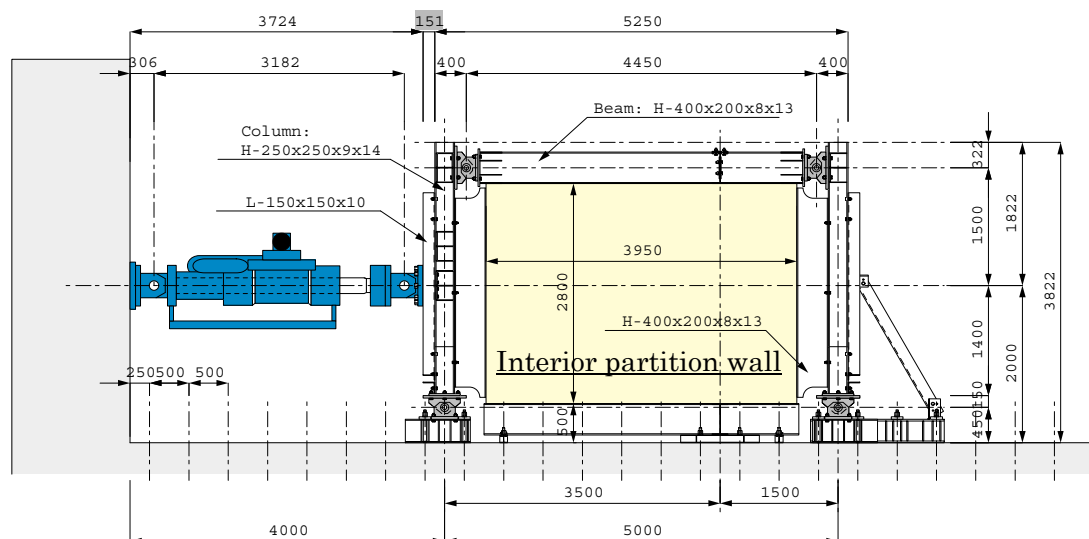


図 5.4 鋼製フレーム (単位: mm)

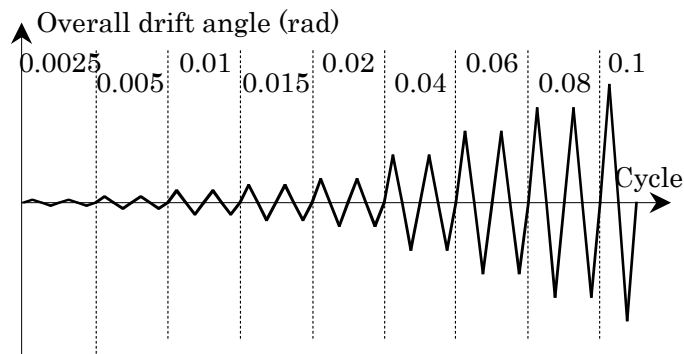


図 5.5 载荷履歴  
図3 载荷履歴

## 5.5 実験結果

### 5.5.1 試験体の損傷

各試験体の各振幅における損傷に関する観察結果を以下に記す。

#### (1) 鋼製下地試験体 (静的実験)

鋼製下地試験体においては、スタッド頂部がランナー内を滑ることで層間変形に追隨していることを確認した。

#### (2) 一般壁試験体 (静的実験) 図 5.6, 写真 5.2, 表 5.1



振幅 0.0025rad (1/400) (頂部変形 7mm) においては、スタッドの頂部がランナー内を滑ることで層間変形に追従し損傷は見られなかった。

振幅 0.005rad (1/200) (頂部変形 14mm) においては、頂部変形が 14mm となるため、頂部 (C,E 部) において、鉄骨柱と石膏ボードが接触寸前となるが、損傷は見られなかった。

振幅 0.01rad (1/100) (頂部変形 28mm) においては、載荷時にスタッドの頂部がランナー内を滑り、強制変位 15mm の段階で頂部 (正載荷時 E 部, 負載荷時 C 部) の鉄骨柱と石膏ボードが接触した。その後、スタッドの脚部もランナー内を滑り始め、強制変位 28mm の段階で脚部 (正載荷時 D 部, 負載荷時 F 部) の鉄骨柱と石膏ボードが接触するが、損傷はなお見られなかった。

振幅 0.015rad (1/66) (頂部変形 42mm) においては、強制変位 30mm までは層間変形に追従するが、その後頂部、脚部とも層間変形を吸収するクリアランスがなくなるので、石膏ボードが水平力を負担し始めた。強制変位による水平力の伝達は、鉄骨柱と石膏ボードの接触面で起こるため、C,D,E,F 部の石膏ボードに幅 15mm 程度の膨れが生じた。

振幅 0.02rad (1/50) (頂部変形 56mm) においては、四隅 C,D,E,F 部の石膏ボードの膨れは、長さ 200mm~300mm 程度まで進展した。損傷は脚部より頂部の方が激しい傾向にあり、C,E 部では水平方向にも膨れが生じ始めた。また、上貼りボード幅の小さな西側のボード a, b 間および f, g 間の縦目地部分にひび割れが生じた。

振幅 0.04rad (1/25) (頂部変形 112mm) においては、四隅 C,D,E,F 部の石膏ボードの膨れは長さ 400mm~900mm 程度まで進展し、圧壊した石膏の粉が剥落した。試験体全体にわたり頂部の石膏ボードに膨れが生じた。北面、西側頂部の一番小さな石膏ボード a が面外にはらみ出し始めた。南面では、上部のボード c, d 間および d, e 間の縦目地部分にもひび割れが生じた。

振幅 0.06rad (1/16) (頂部変形 168mm) においては、北面、西側頂部の石膏ボード a に続いて、その下部の石膏ボード f も面外にはらみ出し始めた。四隅 C,D,E,F 部の石膏ボードの損傷も進展した。

振幅 0.08rad (1/12) (頂部変形 224mm) においては、南北面西側の 1 本目のスタッドと下貼りの石膏ボードを留めるビスが完全に外れ、スタッドがむき出しの状態となった。南面の西側頂部の石膏ボード (a, b) が鉛直方向に折れてへこみ、北面の西側の上貼りの石膏ボード a, f が下貼りの石膏ボードから外れかけた。

振幅 0.1rad (1/10) (頂部変形 280mm) においては、南北両面とも西側の石膏ボード a, f の上貼りと下貼り両方が脱落した。

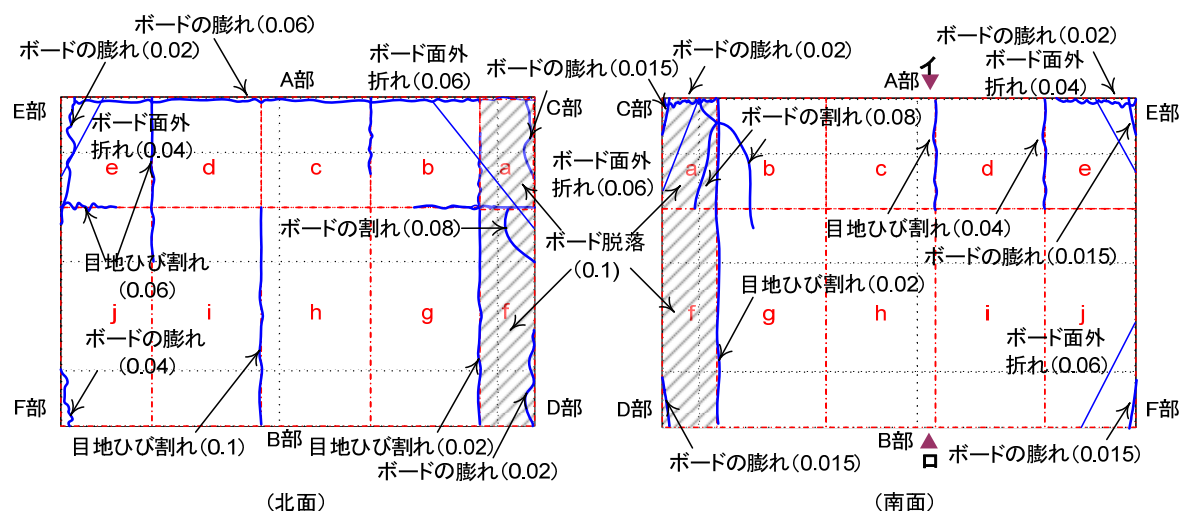


図 5.6 一般壁試験体損傷状況 ( ) 内は損傷発生時の変形角

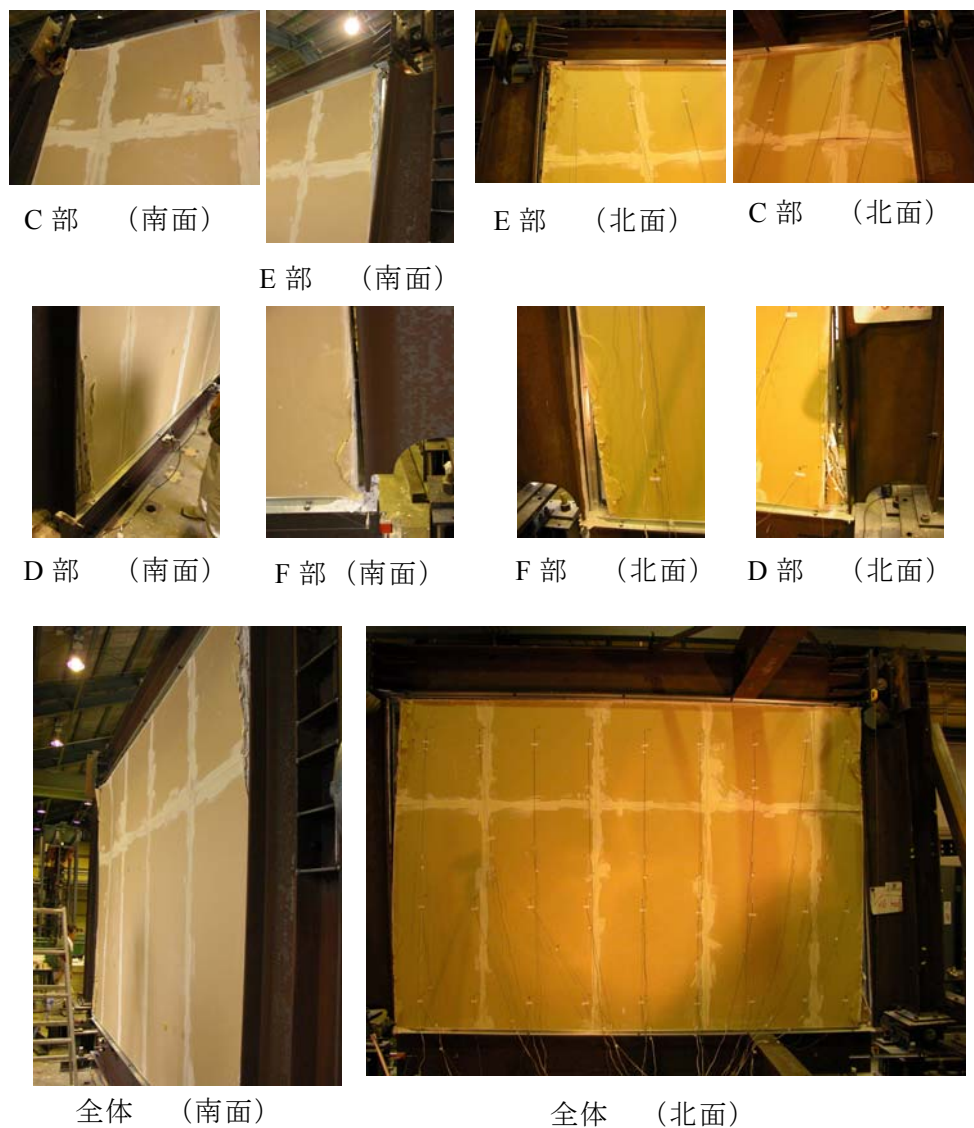


写真 5.2 一般壁試験体の状況 (0.06rad)

(3) 扉付き壁試験体 (静的実験) 図 5.7, 写真 5.3, 表 5.2

振幅 0.0025rad (1/400) (頂部変形 7mm) においては, スタッドの頂部がランナー内を滑ることから層間変形に追随し損傷は見られなかった.

振幅 0.005rad (1/200) (頂部変形 14mm) においては, 扉開口上部 (B, D 部) から 45 度方向に長さ 40mm 程度の膨れが生じた.

振幅 0.01rad (1/100) (頂部変形 28mm) においては, 載荷時に石膏ボード頭部と鉄骨柱 (G, J 部) が接触した. 正載荷時には, 東側上部 (J 部) が接触し, 東側下部 (F 部) と扉枠西側脚部 (E 部) に 5mm の浮き上がりが生じ, 負載荷時には, 西側上部 (G 部) が接触し, 西側下部 (H 部) と扉枠東側脚部 (I 部) に 7mm 程度の浮き上がりが生じ, 扉の左右の石膏ボードがそれぞれ一体となって左右別々にロッキングした. 石膏ボードの損傷については, 扉開口上部 (B, D 部) の 45 度方向の膨れが 150mm 程度に進展し, 新たに, 扉開口頂部の石膏ボード (A, C 部) から鉛直方向に 30~200mm 程度の膨れが発生した. また, 扉枠に近い水平目地 (ボード c, h 間および d, i 間) にひび割れが発生した.

振幅 0.015rad (1/66) (頂部変形 42mm) においては, 扉上部の石膏ボードのひび割れが A 部と B 部で貫通し, C 部と D 部の膨らみは 200mm 程度に進展した. 石膏ボード頂部 (A, C) 部では面外に 5mm 程度はらみ始めた. 四隅では東側上部 (J 部) の石膏ボードに水平方向に膨らみが生じた. 扉枠上部と石膏ボードの間には隙間が生じ, 蝶番にもずれが生じ始めた.

振幅 0.02rad (1/50) (頂部変形 56mm) においては, 扉上部の石膏ボードのひび割れが C 部と D 部でも貫通し, 貫通した A, B 部のひび割れ部分からは石膏のかげらが剥落した. 損傷は脚部より頂部の方が激しい傾向にあり, 扉頂部 (A, C 部) と東側上部 (J 部) の石膏ボードのはらみ出しが顕著となった. 四隅では, 東側下部 (F 部) と西側下部 (H 部) において水平方向の圧壊が生じた. 扉脚部と扉枠上部の隙間が 2mm 程度まで広がった.

振幅 0.04rad (1/25) (頂部変形 112mm) においては, 扉左右の石膏ボードのロッキング現象が顕著になった. 扉上部では, 先にひび割れが貫通した A, B 部が下貼りのボードが見える程度 (50mm 程度) まで面外にめくれ, 損傷が進展した. 脚部では扉西側の E 部の石膏ボードが水平方向に圧壊し, 東側の F 部ではハット型金物が押しつぶされていることから, 正載荷時より負載荷時の方がロッキングによる壁の回転が大きい. 載荷時には西側の 1 本目のスタッドがランナーから外れかけているのが観察できた. 南面では扉枠に近いボード g, h 間の縦目地部分に, 北面ではボード f, g 間の縦

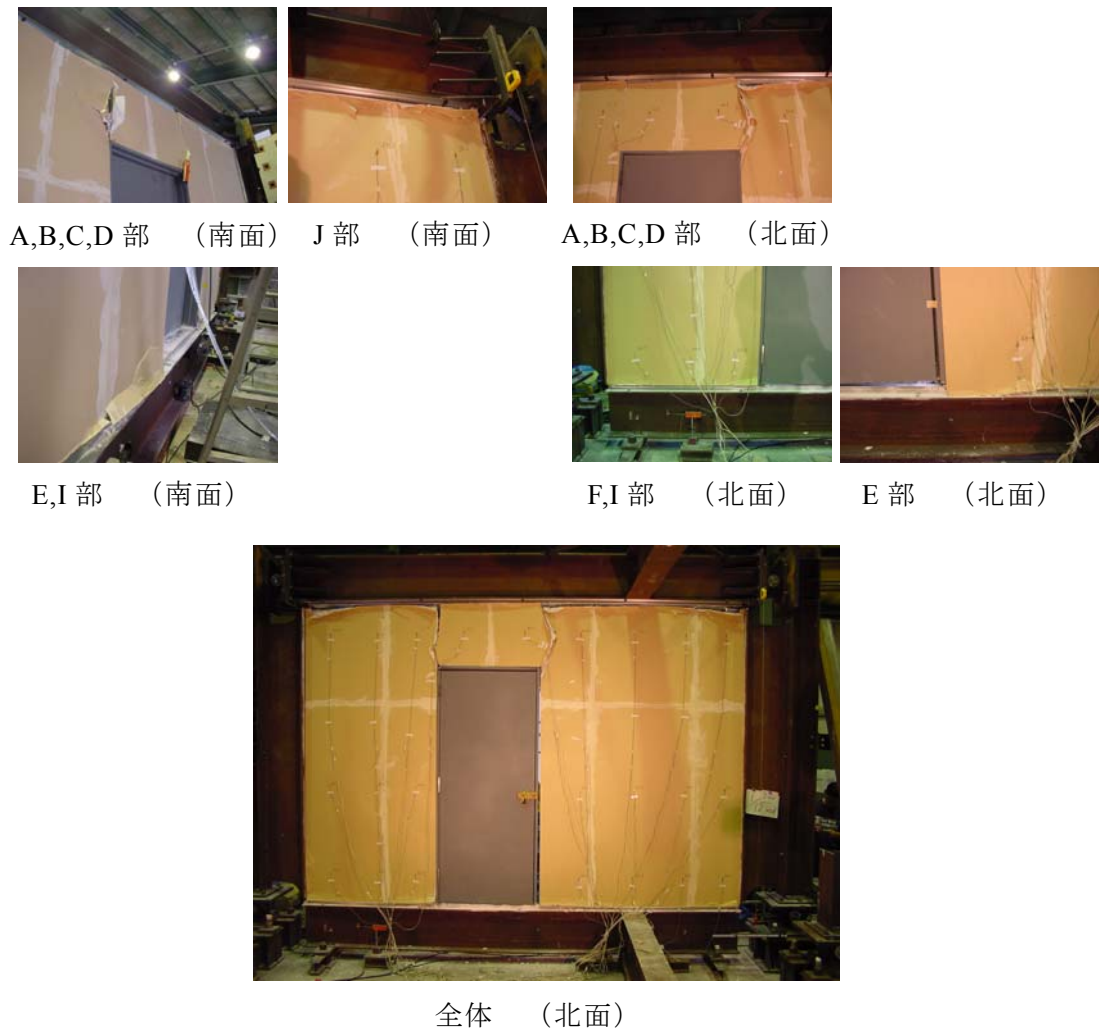
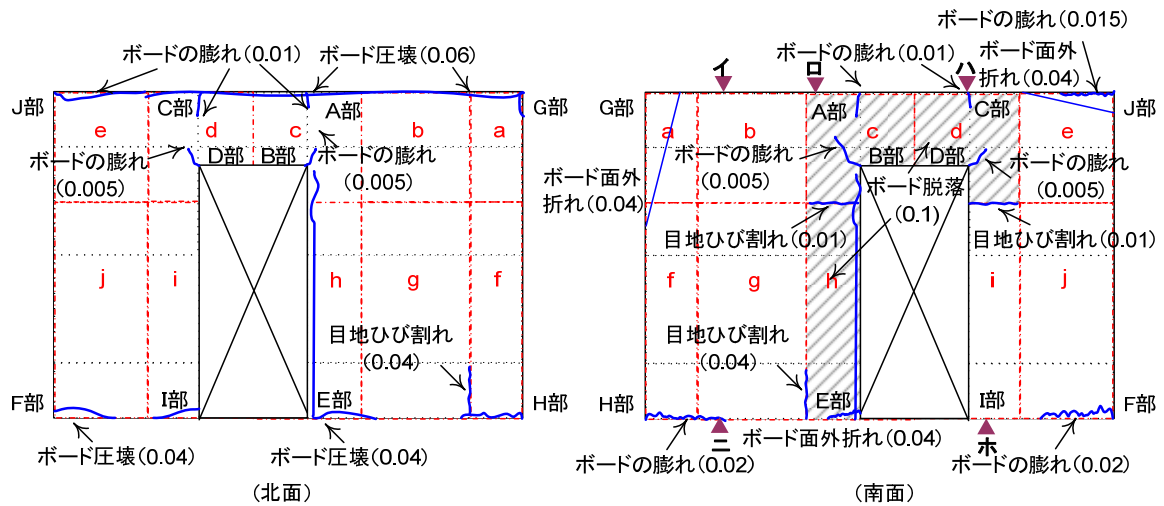
目地部分にひび割れが発生している．北面の扉脚部（E 部）で扉枠が破断した．

振幅  $0.06\text{rad}$  ( $1/16$ )（頂部変形  $168\text{mm}$ ）においては，扉上部（A, B, C, D 部）の損傷が進展し，特に北面では，頂部全体にわたって石膏ボードが圧壊した．西側のランナーが折れたため，1 本目のスタッドがランナーから外れた．扉開口部では，扉枠と開口補強材を取り付ける溶接は破断せず扉枠と開口補強材はつながったままであるが，開口補強材に隣接するスタッドと開口補強材を接合する金物が取れたため，載荷時にはスタッドだけが独立して動いていることが確認できた．この段階で扉の栓を取り外した．

振幅  $0.08\text{rad}$  ( $1/12$ )（頂部変形  $224\text{mm}$ ）においては，損傷が進展した．

振幅  $0.1\text{rad}$  ( $1/10$ )（頂部変形  $280\text{mm}$ ）においては，南面では扉上部の石膏ボード c, d が，続いて，扉西側の石膏ボード h が脱落した．扉枠は北面 D 部で破断し，蝶番が完全に外れた．

扉については，変形角  $0.0025\text{rad}$  では，ノブの回転に異常はなく開閉は可能であった．変形角  $0.005\text{rad}$  になると，負載荷においてノブは回転したものの，扉と扉枠が接触して開閉できない状態に陥ったが，除荷して鉄骨フレームを真直位置に戻すと扉は再び開いた．扉枠と扉には  $2\sim 3\text{mm}$  の隙間があり，扉高さ  $2,100\text{mm}$  に対して，約  $0.0015\text{rad}$  の変形角で扉枠と扉が接触することになる．実験では，変形角  $0.0025\text{rad}$  までは石膏ボードが水平にスライドしたためこの変形角を加えた  $0.004\text{rad}$  ( $=0.0015+0.0025$ ) で扉と扉枠が接触することになるが，この値は，変形角  $0.005\text{rad}$  で開閉できなくなった事実と符合している．さらに変形角を増やしていくと， $0.015\text{rad}$  に至った時点で，扉枠の変形によって錠前部分のラッチボルトが扉枠の受座と接触し，図 5.8(c)，写真 5.4 に示すようにラッチボルトが塑性変形した結果，ノブが回転できなくなった． $0.02\text{rad}$  の変形角を経験した後は，除荷して鉄骨フレームを元の位置に戻しても，ラッチボルトの残留塑性変形に伴うダボ作用によって，ノブは回転せずまた扉の開閉もできなかった．





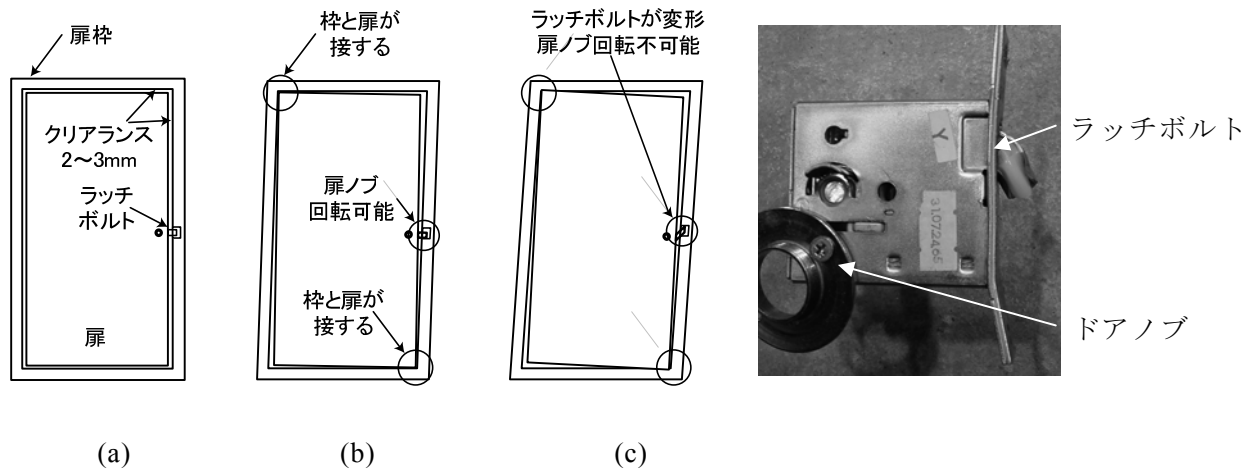


図 5.8 扉の開閉メカニズム：(a)初期状態；(b)変形角 0.01rad 以前；(c)変形角 0.02rad 以降

写真 5.4 载荷後の錠前部分

#### (4) L 字型壁試験体（静的実験） 図 5.10, 写真 5.5, 表 5.3

振幅 0.0025rad (1/400) (頂部変形 7mm) においては、特に損傷は見られなかった。直交壁頂部 (F 部) も、正载荷時には 7mm 押し出され、負载荷時には 7mm 押し込まれた。

振幅 0.005rad (1/200) (頂部変形 14mm) 時には、平行壁にロッキング現象が見られた。正载荷時に直交壁西面上部 (F 部) が押し出され、負载荷時にはコーナー部から水平方向 400mm 程度のところから面外にはらみ出したまま戻らなくなった。直交壁東面上部 (F 部) は負载荷時に面外にはらみ出した。平行壁南面西側のボード a, e 間の横目地及び直交壁西面南側のボード j, l 間の横目地にひび割れが生じた。

振幅 0.01rad (1/100) (頂部変形 28mm) においては、正载荷時に鉄骨柱と石膏ボードが接触した。平行壁下部 (G, H 部) に水平方向の膨れが生じた。南面では、平行壁と直交壁が交わるコーナー部から石膏のかけらが剥落し、0 载荷時においても隙間が残った。北面でも同様に上部コーナー部 (F 部) に隙間が生じた。

振幅 0.015rad (1/66) (頂部変形 42mm) においては、正载荷時の平行壁のロッキング現象により、東側上部 (E 部) に鉛直方向に幅 15mm 長さ 130mm 程度の膨れが発生した。負载荷時は音が発生しないため、正载荷時のみ石膏ボードがロッキングし水平力を分担しているのがわかる。コーナー部の損傷が進展し、平行壁の北面上部 (F 部) の石膏ボードが割れ、直交壁の西面上部 (F 部) の石膏ボードは三角形に折れ始めた。正载荷時には、西側の 1 本目のスタッド上部が西側に変形するのが観察できた。

振幅 0.02rad (1/50) (頂部変形 56mm) においては、東側上部 (E 部) の膨れが鉛直方向に幅 20mm 長さ 240mm 程度に進展した。コーナー部では、正载荷時の隙間が 35mm

程度となった。平行壁の北面上部（F 部）の石膏ボードの割れは進展し、南面上部（F 部）のスタッドと石膏ボードを留めるビス（Ⅰ）は上部から 2 本完全に外れた。図 5.9 に示す直交方向の上部ランナー（[A]）が西側，東側両方ともハの字型に開ききってしまい，載荷時には 1 本目の折れ曲がっているスタッドがその中を滑っているのが観察できた。また，直交壁の西面上部の石膏ボード j 中央付近に新たに幅 60mm 高さ 10mm のふくらみが生じた。

振幅 0.04rad（1/25）（頂部変形 112mm）においては，直交壁の拘束がなくなり，正載荷時のロッキング現象が顕著になってきた。1 回目の正載荷時では，平行壁の西側上部の膨らみが鉛直方向，水平方向とも幅 50mm，長さ 300mm 程度に進展，また平行壁の東側下部の膨らみも進展した。コーナー部では，南面上部（F 部）のスタッドと平行壁の石膏ボードを留める南北方向の図 5.9 に示すビス（Ⅰ）が上部から 3 本目まで完全に外れている。1 回目の負載荷時では，この時点で初めて東側下部（G 部）の石膏ボードが鉄骨柱と接触した。コーナー部では，西面下部（H 部）のスタッドと直交壁の石膏ボードを留める東西方向の図 5.9 に示すビス（Ⅱ）が下部から 3 本目まで完全に外れた。ただし，この東西方向のビスは下部から 3 本しかなく南北方向のスタッドと直交壁を取り付けていた。0 載荷に戻しても，E 部のクリアランスは 5mm，G 部のクリアランスは 0mm であった。2 回目の正載荷から 0 載荷に戻す時点で，北面コーナー下部（H 部）の石膏ボードが圧壊し，南面でも直交壁（H 部）まで膨らみが進展した。南面では，上部（F 部），下部（H 部）共に東西方向のスタッドと直交壁を留める東西方向の図 5.9 に示すビス（Ⅲ）と石膏ボードが外れた。

振幅 0.06rad（1/16）（頂部変形 168mm）においては，直交壁のロッキング現象が始まった。正載荷時では，平行壁の南面上部（F 部）で 25mm 程度面外にはらみ出した。西側 1 本目のスタッドにかなりねじれが生じ，0 載荷時でもねじれたままである。負載荷時では，平行壁の東側上部（E 部）のスタッドから石膏ボードがはずれ，スタッドが飛び出す状態になった。北面，南面では全ての縦目地にひび割れが生じているが，北面の方が 6mm 程度のせん断ずれを起こしている部分もあり損傷が激しい。

振幅 0.08rad（1/12）（頂部変形 224mm）においては，1 回目の正載荷時に北面の石膏ボード全体が剥落寸前まで面外にはらみ出し始めた。1 回目の負載荷時に北面西側の石膏ボード c，d，g，h が脱落した。

振幅 0.1rad（1/10）（頂部変形 280mm）においては，北面東側の石膏ボード a，b，e，f が脱落した。

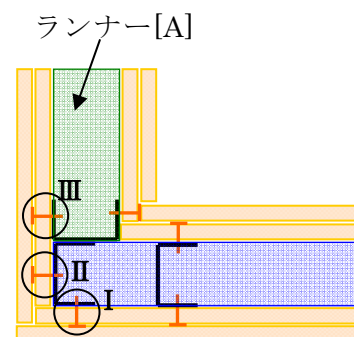


図 5.9 コーナー部詳細





(5)一般壁試験体（動の実験） 図 5.11, 写真 5.6, 表 5.4

振幅 0.0025rad (1/400) , 振幅 0.005rad (1/200) においては, スタッドの頂部がランナー内を滑ることから層間変形に追従し損傷は見られなかった.

振幅 0.01rad (1/100) (頂部変形 28mm) においては, 鉄骨柱と石膏ボードが接触し, 石膏ボードの粉が落ちるが, 損傷は見られなかった.

振幅 0.015rad (1/66) (頂部変形 42mm) においては, 西側 (E,F 部側) 鉄骨柱と石膏ボードが接触した状態で留まった. C,D,E,F 部の石膏ボードに鉛直方向幅 10mm, 長さ 70~150mm 程度の膨れが生じた.

振幅 0.02rad (1/50) (頂部変形 56mm) においては, 四隅 C,D,E,F 部の石膏ボードの膨れは長さ 150mm~400mm 程度まで進展した. 南面では, 西側のボード a, b 間, f, g 間の縦目地部分, 及びボード d, e 間の縦目地部分に, 北面では, ボード f, g 間の縦目地下部にひび割れが生じた.

振幅 0.04rad (1/25) (頂部変形 112mm) においては, 四隅 C,D,E,F 部の石膏ボードの膨れは高さ 700mm~900mm 程度まで進展した. 試験体全体にわたり頂部の石膏ボードに膨れが生じ, 損傷は脚部より頂部の方が激しい傾向にあった. 南面においては, 下貼りボードの縦目地に近い西側のボード a, b 間, f, g 間の縦目地部分, 東側のボード c, d 間, h, i 間の縦目地部分全体にわたりせん断ずれが生じた. またボード c, h 間, d, i 間の横目地にもせん断ずれが生じた. ボード i, j 間の縦目地上部にはひび割れが発生した. 北面においては, 特にボード a, b 間, f, g 間の縦目地部分にひび割れが発生した. 下貼りボードの縦目地に近い頂部 (A 部) ではボードに膨れが生じた. 西側の 1 本目のスタッドが 30 度程度ねじれているのが確認できた.

振幅 0.06rad (1/16) (頂部変形 168mm) においては, 北面, 西側下部の石膏ボード (f) が面外にはらみ出し始めた. 南面西側の石膏ボード a, f は, 下貼りの縦目地付近で折れ曲がっている. 四隅 C,D,E,F 部の石膏ボードの損傷も進展した. 南面においては, 縦目地全てにひび割れが生じ, 特に西側のボード a, b 間, f, g 間, 東側のボード c, d 間, h, i 間の縦目地のずれが大きい. ボード a, b 間, f, g 間の横目地にもひび割れが発生した. 北面においては, 特にボード a, f 間, e, j 間の縦目地部分のずれが大きく, ボード c, d 間, d, e 間の縦目地にもひび割れが発生した.

振幅 0.08rad (1/12) (頂部変形 224mm) においては, 南北面西側の 1 本目のスタッドと下貼りの石膏ボードを留めるビスが完全に外れ, スタッドがむき出しの状態となった. 北面の西側の上貼りの石膏ボード a, f が脱落した.

振幅 0.1rad (1/10) (頂部変形 280mm) においては, 北面西側の石膏ボード a, f も上貼り, 下貼りともに脱落した. 西側の 2 本目のスタッドにねじれが生じ, 東側の 1

本目のスタッドが石膏ボードから外れているのが確認できた。

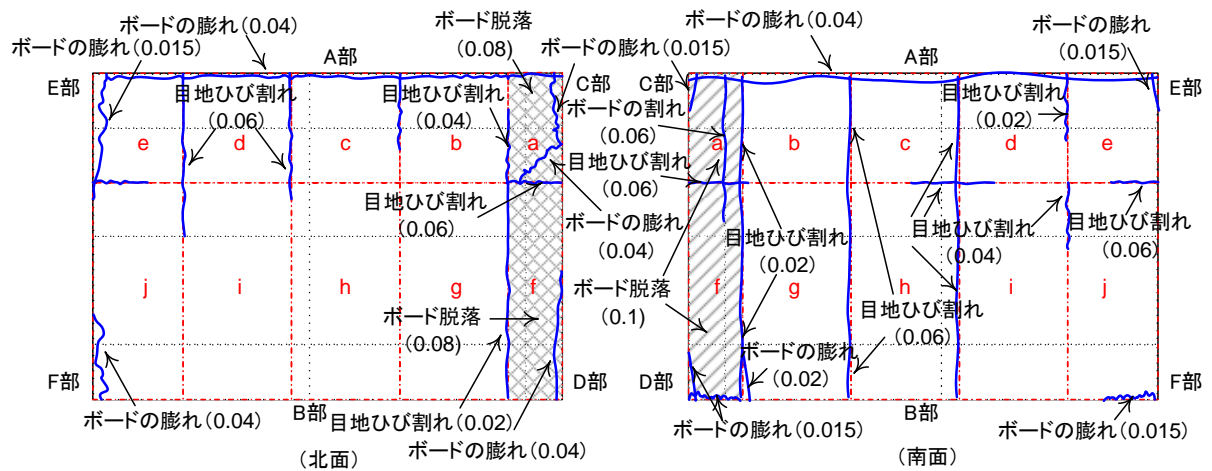


図 5.11 動的載荷試験による一般壁試験体の損傷状況

( )内は損傷発生時の層間変形角 単位 : rad

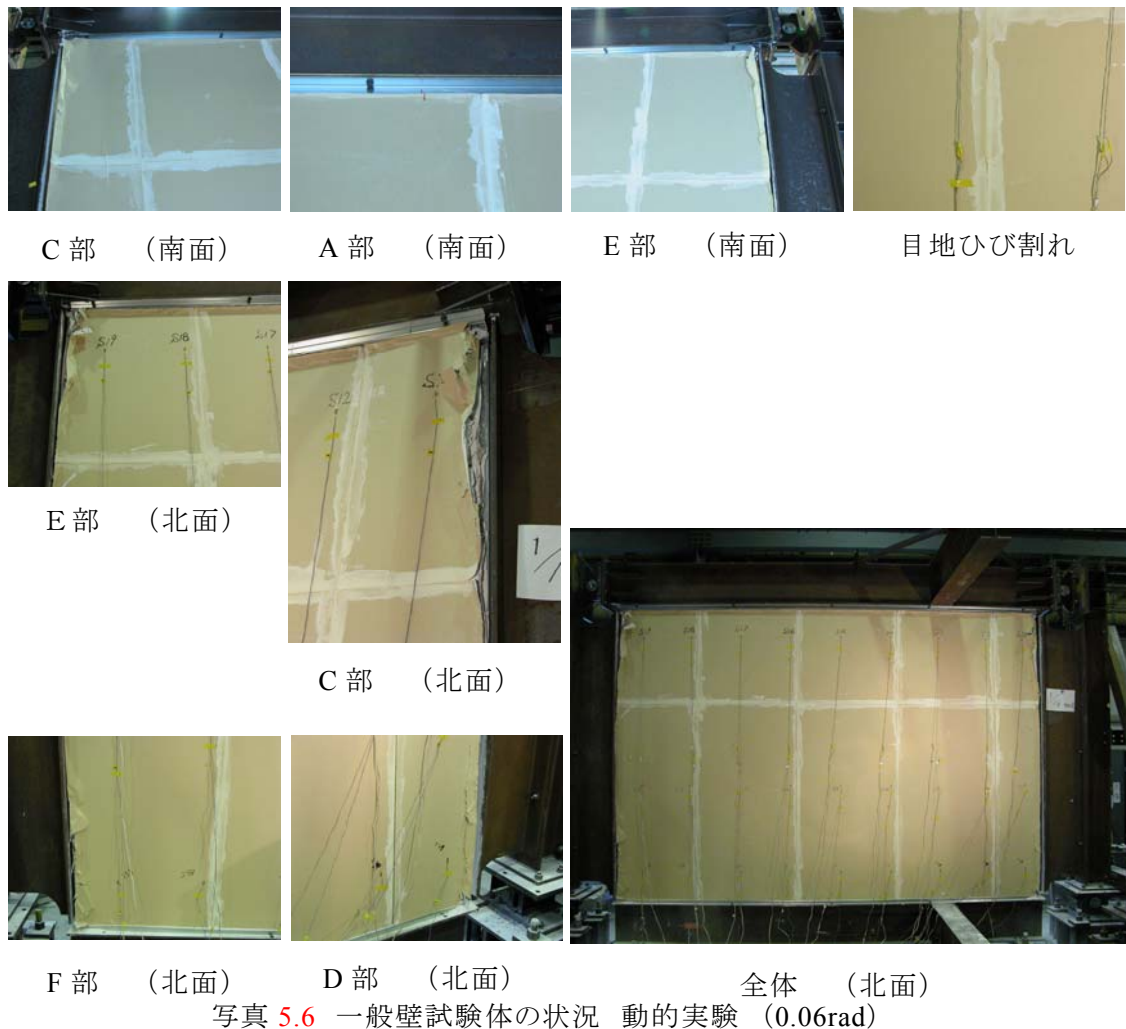


写真 5.6 一般壁試験体の状況 動的実験 (0.06rad)

表 5.1 一般壁試験体における層間変形角と損傷の関係





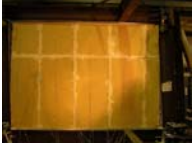


	0.0025 (1/400) □7mm	0.005 (1/200) 14mm	0.01 (1/100)□ δ=28mm	0.015 (1/66) □δ=42mm	0.02 (1/50)□ δ=56mm	0.04 (1/25)□ δ=112mm	0.06 (1/16)□ δ=168mm	0.08 (1/12)□ δ=224mm	0.1 (1/10)□ δ=280mm
全般	—	載荷時に鉄骨柱とボードが接触	載荷時にまず上部 (C,E 部) の鉄骨柱とボードが接触し、その後下部 (D,F 部) が滑る 載荷 0 時には、ボードは片側の鉄骨柱と接触したままで、もう片方のクリアランスは 30mm	ボードの四隅でボードの膨れが見られる	全体的にボードの膨れが進展する 損傷の程度は上部の方が下部よりも大きい	北面:a のボードが面外にはらみ出す 試験体上部に膨れが発生する コーナー部の圧壊が進展	北面:a,f のボードが極端に面外にはらみ出す 北面、南面:a,d のボードが鉛直方向に割れる	北面、南面とも西側 1 本目のスタッドとボードが外れる 北面:a,f の上貼りボードが下貼りボードから外れかける	北面、南面:a,f のボード (上貼り、下貼りとも) が脱落
目地部	—	—	ハット型金物とボード間のパテが剥落	→	a-b 間、f-g 間の縦目地にひび割れ発生	南面:c-d 間、d-e 間の縦目地にひび割れ	→	→	→
A 部 (中央上)	—	—	—	—	—	膨れ発生	→	—	—
B 部 (中央下)	—	—	—	—	—	—	—	→	→
C 部 (西上)	—	—	—	南面:鉛直方向幅 15mm の膨れ	北面、南面:膨れが進展	→	→	→	→
D 部 (西下)	—	—	—	南面:鉛直方向幅 15mm の膨れ	南面:鉛直方向幅 35mm 長さ 300mm の膨れ進展	→	→	→	→
E 部 (東上)	—	—	—	南面:鉛直方向幅 15mm の膨れ	南面:鉛直方向幅 70mm 長さ 200mm の膨れ進展 北面:膨れが進展	→	→	→	→
F 部 (東下)	—	—	—	南面:鉛直方向幅 15mm の膨れ	北面、南面:膨れが進展	→	→	→	→
その他	—	—	—	—	f-g 間の目地にしわが発生	→	→	→	→
写真 1/100~1/25 ; 1 サイクル正 1/16~1/10 : 2 サイクル負									

表 5.2 扉付き壁試験体における層間変形角と損傷の関係




		0.0025 (1/400) 7mm	0.005 (1/200) 14mm	0.01 (1/100)□ δ=28mm	0.015 (1/66) □δ=42mm	0.02 (1/50)□ δ=56mm	0.04 (1/25)□ δ=112mm	0.06 (1/16)□ δ=168mm	0.08 (1/12)□ δ=224mm	0.1 (1/10)□ δ=280mm	
全般		—	扉開口部からひび割れ発生	ボードが鉄骨柱と接触、ロッキング現象が生じる	A,C 部が面外に 5mm 程度はらみだし	A,C,J 部の面外へのはらみだしが顕著	扉の西側,上部,東側のボードがそれぞれ独立して剛体回転 扉と四周柱梁に接している部分以外は損傷は見られない	→	→	c, d (南面) のボードが脱落 h (南面) のボードが脱落	
扉		—	—	ボードが鉄骨柱と接触すると扉がねじれる	扉のノブが載荷時に回転しない 蝶番にずれ	扉枠は載荷時のみせん断変形が顕著	→	→	→	蝶番が外れる	
扉枠		—	—	—	扉枠上部とボードに隙間	扉下部と扉枠上部の隙間が 2mm 広がる	扉枠破断 (北面 E 部)	垂直に建っている	ボードと扉枠に 20m の隙間	扉枠破断 (北面 D 部)	
扉の開閉		可	+, 0 : 可 - : 不可	0 : 可 +, - : 不可	0 : 可 +, - : 不可	不可 栓の残留変形	不可	不可 (栓をはずすと 0 載荷の場合可)	不可 (0 載荷の場合も不可)	不可	
目地部		—	—	c-h 間, d-i 間目地 : 扉枠からひび割れ	→	→	南 g-h 間, 北 f-g 間目地 : 下部からひび割れ	→	→	→	
開口補強上部周囲	A 部	—	—	鉛直方向 : 200mm ひび割れ	A 部と B 部 : ひび割れ貫通	ボードのかけらが剥落	→	→	→	→	
	B 部	—	45 度方向 : 30mm の膨れ	45 度方向 : 120mm の膨れ			→	→	→		
	C 部	—	—	鉛直方向 : 30mm 膨れ	鉛直方向 : 220mm 膨れ		A 部と B 部 : ひび割れ貫通	→	→	→	→
	D 部	—	45 度方向 : 40mm の膨れ	45 度方向 : 150mm の膨れ	45 度方向 : 200mm ひび割れ			→	→	→	→
E 部 (扉西下)		—	—	+載荷 : 鉛直方向 5mm 浮上り	+載荷 : 鉛直方向 7~10mm 浮上り	+載荷 : 鉛直方向 12~16mm 浮上り F 部 : 水平方向圧壊のめりこみ	+載荷 : 鉛直方向 38~40mm 浮上り E 部 : 水平方向圧壊 F 部 : ハット金物が圧壊	→	→	→	
F 部 (東下)		—	—					→	→	→	
G 部 (西上)		—	—	-載荷 : 鉄骨柱と接触	+載荷 : 面外に 10mm はらみ	→	ランナーが曲がっている	ランナーが折れる	→	→	
H 部 (西下)		—	—	-載荷 : 鉛直方向 7mm 浮上り	-載荷 : 鉛直方向 9~15mm 浮上り	-載荷 : 鉛直方向 10~15mm 浮上り H 部 : 水平方向圧壊のめりこみ	ランナーからスタッドから外れかける	ランナーからスタッドが外れる	→	→	
I 部 (扉東下)		—	—				→	→	→	→	
J 部 (東上)		—	—	+載荷 : 鉄骨柱と接触	ボード紙がめくれ始める	面外へはらみ出し	→	→	→	→	
1 サイクル目正載荷時写真											

表 5.3 L 字型壁試験体における層間変形角と損傷の関係















		0.0025 (1/400) 7mm	0.005 (1/200) 14mm	0.01 (1/100)□ δ=28mm	0.015 (1/66) □δ=42mm	0.02 (1/50)□ δ=56mm	0.04 (1/25)□ δ=112mm	0.06 (1/16)□ δ=168mm	0.08 (1/12)□ δ=224mm	0.1 (1/10)□ δ=280mm
全般	平行	—	載荷時にロッキング現象 鉛直変位 2mm	載荷時にロッキング現象 ボードが鉄骨柱と接触 鉛直変位 2mm	載荷時にロッキング現象 鉛直変位 6mm	→	正載荷時に激しいロッキング現象が生じる 鉛直変位 14mm	→	北面ボード +載荷： (a,b,c,e,f,g) が面外にはらみ出し脱落寸前	北面ボード —載荷： c,d,g,h が最初に脱落, その後 a,b,e,f が脱落
	直交	—	正載荷： ロッキングなし 負載荷： ロッキング現象	→	→	→	直交壁の拘束がなくなり全体変形が始まる	→	—載荷： c が最初に脱落, その後 a,b 脱落	→
目地部	平行	—	a-e 間目地：パテがひび割れ	→	→	→	e-f 間目地：パテがひび割れ (H 部の損傷による)	全たて目地のひび割れがボード上から下まで貫通、北面は 6mm のせん断ずれが生じ損傷が激しい	→	→
	直交	—	j-l 間目地：パテがひび割れ	→	→	→	→	→	→	→
E 部	平行	—	—	正載荷： 鉄骨柱・梁と接触	鉛直方向：130mm 膨れ	鉛直方向：240mm 膨れ	鉛直方向：300mm 膨れ 水平方向：300mm 膨れ	スタッドがボードから飛び出る	→	→
F 部	平行	—	—	南面：鉛直方向に膨れ	—	上部 2 本目のビスとボード剥落, 上部 3 本目以下のビスとボードはついている	上部 3 本目までのビスとボード剥落	南北方向スタッドにねじれ	→	→
	直交	載荷時に 7mm 面外にはらみ出し	載荷時に北面・南面とも面外にはらみ出し	→	ランナー西側に広がる 北面：ボードが割れる 南面：ボードが三角に折れる	ランナーは広がり、スタッドは曲がっている ボードの損傷進展	→	→	→	→
	コーナー部	—	—	石膏のかけらが剥落 0 載荷時も隙間あり	→	載荷時の隙間 35mm	→	南北・東西方向のスタッドを結合しているビスが外れる	→	→
G 部	平行	—	—	水平に膨れが生じる	→	→	—載荷： 鉄骨柱とボードが接触寸前	→	→	→
H 部	平行	—	—	水平に膨れが生じる	→	→	水平方向の e-f 間膨れ目地まで進展し、石膏のかけら剥落 (鉛直はなし)	南北方向スタッドにねじれ	→	→
	直交	—	—	—	—	—	南北方向のスタッドに取り付くビスとボードが剥落 北面のボードに割れ	→	→	→
2 サイクル目 負載荷時写真										



表 5.4 一般壁試験体における層間変形角と損傷の関係(動的試験)

	0.0025 (1/400) 7mm	0.005 (1/200) 14mm	0.01 (1/100)□ δ=28mm	0.015 (1/66) □δ=42mm	0.02 (1/50)□ δ=56mm	0.04 (1/25)□ δ=112mm	0.06 (1/16)□ δ=168mm	0.08 (1/12)□ δ=224mm	0.1 (1/10)□ δ=280mm
全般	—	—	変形中に鉄骨柱とボードが接触、接触部から石膏ボードの粉が落ちる	E,F 部側で鉄骨柱とボードが接触した状態をとまる	全体的にボードの膨れが進展する	試験体上部に膨れが発生するが下部には発生しない、またコーナ部部の損傷も上部 (C,E 部) が激しい 西側のスタッドが約 30 度ねじれる	北面の試験体上部の膨れが顕著になる f のボードがずれ始める	北面: a,f のボードが脱落 北面、南面とも西側 1 本目のスタッドとボードが外れる	北面、南面: a,f のボード (上貼り、下貼りとも) が脱落 西側 2 本目のスタッドにねじれ、東側 1 本目のスタッドとボードが外れる
目地部	—	—	パテが落ちるがひび割れは生じていない	→	南面: a-b 間、f-g 間の縦目地全体、d-e 間の縦目地上部にひび割れ発生 北面: f-g 間の縦目地下部にひび割れ発生	南面: a-b 間、f-g 間の縦目地全体にわたりせん断ずれ、i-j 間目地の上部にひび割れ、c-d 間、h-i 間の縦目地にせん断ずれ、c-h 間、d-i 間の横目地にせん断ずれ 北面: a-b 間、f-g 間の縦目地にひび割れ、横目地にもひび割れ	南面: 全ての縦目地にひび割れ、a-b 間、f-g 間と c-d 間、h-i 間の縦目地のひび割れがかなり大きい、a-f 間、e-j 間の横目地にもひび割れ発生 北面: c-d 間、d-e 間の縦目地にひび割れ、a-b 間、f-g 間の縦目地のひび割れがかなり大きい	→	→
A 部 (中央上)	—	—	—	—	—	膨れ発生	→	—	—
B 部 (中央下)	—	—	—	—	—	—	—	→	→
C 部 (西上)	—	—	—	南面: 鉛直方向幅 10mm の膨れ 北面: 鉛直方向幅 50mm 長さ 150mm の膨れ	南面: 鉛直方向幅 80mm 長さ 160mm の膨れ進展 面外方向に 3mm はらみ 北面: 膨れが進展	→	→	折れ曲がっている	→
D 部 (西下)	—	—	—	南面: 鉛直方向幅 10mm 長さ 150mm の膨れ	南面: 鉛直方向幅 70mm 長さ 350mm の膨れ進展	南面: 鉛直方向幅 100mm 長さ 900mm の膨れ進展	→	→	→
E 部 (東上)	—	—	—	南面: 鉛直、水平方向に膨れ 北面: ボードが圧壊し始める	南面: 鉛直方向幅 65mm 長さ 390mm の膨れ進展 北面: 膨れが進展	南面: 鉛直方向長さ 880mm の膨れ進展	→	→	→
F 部 (東下)	—	—	—	南面: 水平方向長さ 70mm の膨れ	→	南面: 鉛直方向幅 90mm 長さ 770mm の膨れ	→	→	→
その他	—	—	—	—	f-g 間目地の位置に鉛直方向長さ 350mm の膨れ	→	→	→	→
写真									

### 5.5.2 荷重変形関係

一般壁試験体、扉付き壁試験体、L字型壁試験体、一般壁試験体（動の実験）の荷重変形関係を図 5.12 に示す。図に示す荷重は、アクチュエータの反力を間仕切壁が負担している荷重に換算したものである。

#### (1) 一般壁試験体（静的実験）

全体履歴では、ピンチング効果（スリップ型特性）と剛性低下がみられる。同じ正載荷においても、1 回目の載荷で石膏ボードの端部や目地の損傷が進展するため、2 回目の載荷における最大荷重は 1 回目の載荷の 60%程度となる。また、正載荷時に生じた損傷の影響により、負載荷時の最大荷重は正載荷時よりも小さくなり、変形が進むほど損傷が激しくなりその傾向は顕著になる。最大荷重は約 80kN である。

#### (2) 扉付き壁試験体（静的実験）

全体履歴では、一般壁試験体と同様にピンチング効果と剛性低下がみられる。正載荷時と負載荷時を比較すると、最大荷重は正載荷時が 40kN、負載荷時が 50kN と負載荷時の最大荷重の方が大きい。図 5.13 に示すように、扉の開口補強材とランナーが固定されているため、正載荷時には、扉左側の J 部と I 部の石膏ボードが抵抗し荷重を負担しているのに対し、負載荷時には扉右側の E 部と G 部が抵抗する。

#### (3) L字型壁試験体（静的実験）

変形角 0.02rad において 20kN 程度の荷重を負担し、変形角 0.04rad において最大荷重 50kN に達するまで、変形角が増加するに従い、負担する荷重は線形的に増加した。この荷重は、図 5.14 に示す通り、右下のコーナー部の石膏ボードと床梁、および、左上の鉄骨柱と石膏ボードがそれぞれ接触し、石膏ボードがめり込むことによる抵抗である。変形角 0.04rad における最大荷重に至った後は、コーナー部のスタッドが折れ曲がり、水平変位に対する直交壁の拘束がなくなった。その後も、主として、L字型内側の石膏ボードの損傷が進みながら荷重を負担し、変形角 0.08rad において、L字型内側の石膏ボード全体が面外に変形し始め、その時点で荷重が下がった。そして変形角 0.1rad に至る過程において、L字型内側のボードがほぼ全て脱落し、荷重が 0 に近くなった。

#### (4) 一般壁試験体（動の実験）

準静的載荷試験の結果と比較すると、目地のひび割れなどの損傷は若干早めに進展するものの、損傷状況および全体挙動の傾向はほとんど変わらないという結果を得た。

一般的に、中低層鋼構造建物の柱の大きさを H-300×300～H-400×400 とすると、大地震時に 1 本の柱が負担するせん断力は 200kN～500kN 程度であり、それと比較すると間仕切り壁の耐力は大きい。

### 5.5.3 抵抗機構

各試験体ともに、コーナー部の石膏ボードと鉄骨柱、床梁、扉開口補強材等が接触し、石膏ボードがめり込むことによって水平変形に抵抗する。ここではこの抵抗を、図 5.15 のような圧縮束を想定して考察してみる。予備実験から石膏ボードの圧縮強度は約  $2\text{N/mm}^2$  であった。圧縮束が石膏ボード 4 枚分の厚さ  $50\text{mm}$  を持つと考え、一般試験体の最大荷重である約  $80\text{kN}$  を参照すると、圧縮束の幅は  $800\text{mm}$  となる。これを試験体の対角線回りに等分すれば、コーナー部では、縦  $500\text{mm}$ 、横  $700\text{mm}$  が抵抗に寄与することになる。この値は、コーナーから  $400\sim 900\text{mm}$  の範囲で石膏ボードの顕著な膨れや損傷が観察された実験結果（表 5.1 参照）に整合している。扉付き試験体では、扉によって石膏ボードが左右に分割されている。それぞれに圧縮束が形成されるとすれば、圧縮束と水平方向の方向余弦は、一般壁試験体が  $0.82$  であるのに対し、扉付き壁試験体は扉左側が  $0.41$ 、右側が  $0.54$  である。これらの比率は、一般壁試験体の最大荷重約  $80\text{kN}$ 、扉付き試験体正載荷時最大荷重約  $40\text{kN}$ 、同負載荷時最大荷重約  $50\text{kN}$  の比率に概ね対応している。

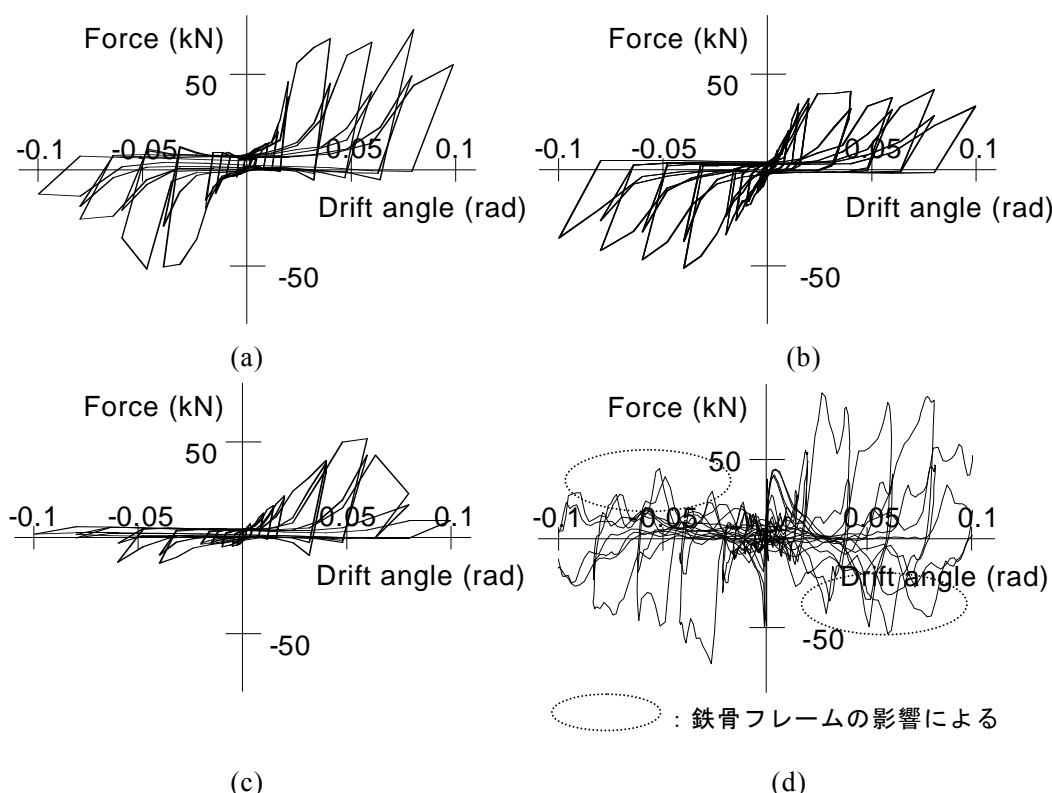


図 5.12 試験体全体挙動：(a)一般壁試験体；(b)扉付き壁試験体；(c)L 字型壁試；  
(d)一般壁試験体（動的実験）



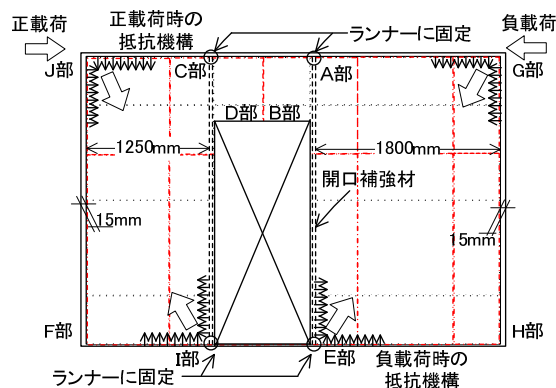


図 5.13 扉付き壁試験体の抵抗機構（北面）

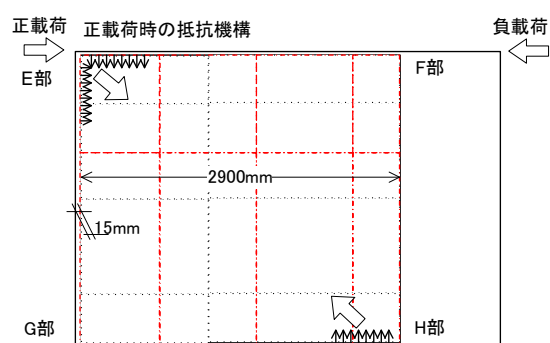


図 5.14 L 字型壁試験体の抵抗機構

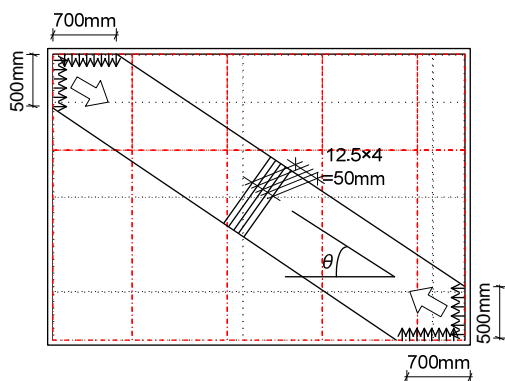


図 5.15 一般試験体の抵抗機構

#### 5.5.4 すべり量

スタッドとランナーに拘束がない一般壁試験体では、鉄骨柱と石膏ボードのクリアランス 15mm の 2 倍である 30mm の強制変位まで、スタッドはランナー内で拘束なしに滑ることができる。その模式図を図 5.16 に示す。模式図から、30mm 以上の強制変位があると、正載荷、負載荷に関わらず、載荷後には石膏ボードが片側の鉄骨柱と接触したままととなり、反対側に 30mm のクリアランスが残る。

各試験体の水平変位に対する拘束を調べるため、一般壁試験体、扉付き壁試験体、L 字型壁試験体の間仕切壁上部と下部のすべり量を計測した。計測位置は、図 5.6、図 5.7、図 5.10 の南面に示すイ～ホである。各試験体の計測結果を図 5.17 に示す。なお、横軸に載荷回数、縦軸に固定床に対する石膏ボードの相対変位量(mm)を示す。点線は、載荷による強制変位である。計測は損傷の比較的小さい 0.04rad までとしている。

##### (1) 一般壁試験体（静的実験）

一般壁試験体においては、0.005rad まで、鉄骨柱と石膏ボードには 15mm のクリアランスがあり接触しないため、ランナーだけが滑り石膏ボードは動いていない。

0.01rad においては、15mm のクリアランスのうち、石膏ボードは上部も下部も 10mm 程度移動している。計算上の 14mm まで移動しないのは、ランナーとスタッド間やランナーと石膏ボード間の摩擦、1mm 程度の石膏ボードの施工誤差による。0.015rad 以降は 14mm 以上のすべりが見られる。鉄骨柱と石膏ボードが完全に接触しているため、端部の石膏ボードの圧壊、また、ロッキング変形による水平変位による。

### (2) 扉付き壁試験体（静的実験）

扉付き壁試験体においては、全体的に、石膏ボード上部にはすべりが見られるが、下部には見られない。また、強制変位が鉄骨柱と石膏ボード間のクリアランス 15mm に達する前（0.01rad）に、石膏ボードの上部にすべりが見られる。これらは、扉の開口補強材がランナーを介してハット型金物に取り付いているため、上部のランナーへの強制変位が開口補強材からスタッドと石膏ボードに伝わるからである。一方、下部では開口補強材に拘束されているため、石膏ボードもすべらない。0.015rad 以降、正載荷時には下部東側（ホ部）、負載荷時には下部西側（ニ部）の石膏ボードにすべりが見られる。これは、正載荷時には扉の東側部分の石膏ボード、負載荷時には扉の西側の石膏ボードがロッキング変形を起こし、この回転角によるすべりである。0.02rad で負載荷時の上部中央（ロ部）のすべりが急に増加しているのは、この時点で扉上部の石膏ボードが面外にはらみ出してきたためである。

### (3) L 字型壁試験体（静的実験）

L 字型壁試験体においては、0.005rad までは直交壁が強制変位と同じだけ変形している。これは、コーナー部の平行壁と直交壁を取り付ける向きの異なるスタッド同士がビスで留まっているため、ランナーとスタッドの間ですべることができないためである。0.01rad 以降は、変形は正の値となっている。強制変位が 28mm であるため、正載荷時には東側の鉄骨柱と石膏ボードが接触し、石膏ボードが変形するが、負載荷時

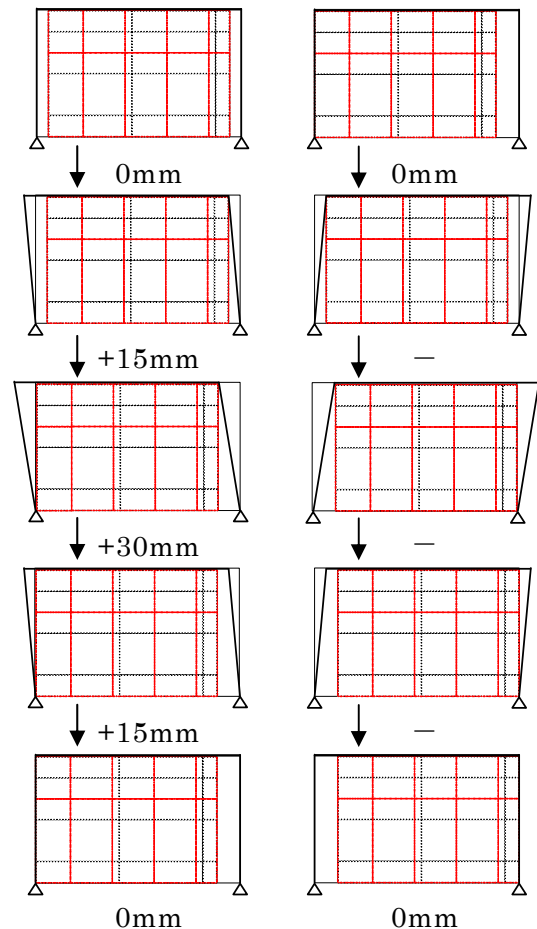


図 5.16 すべりの模式図

には鉄骨柱と石膏ボードは接触しないため戻りにくくなっているからである。

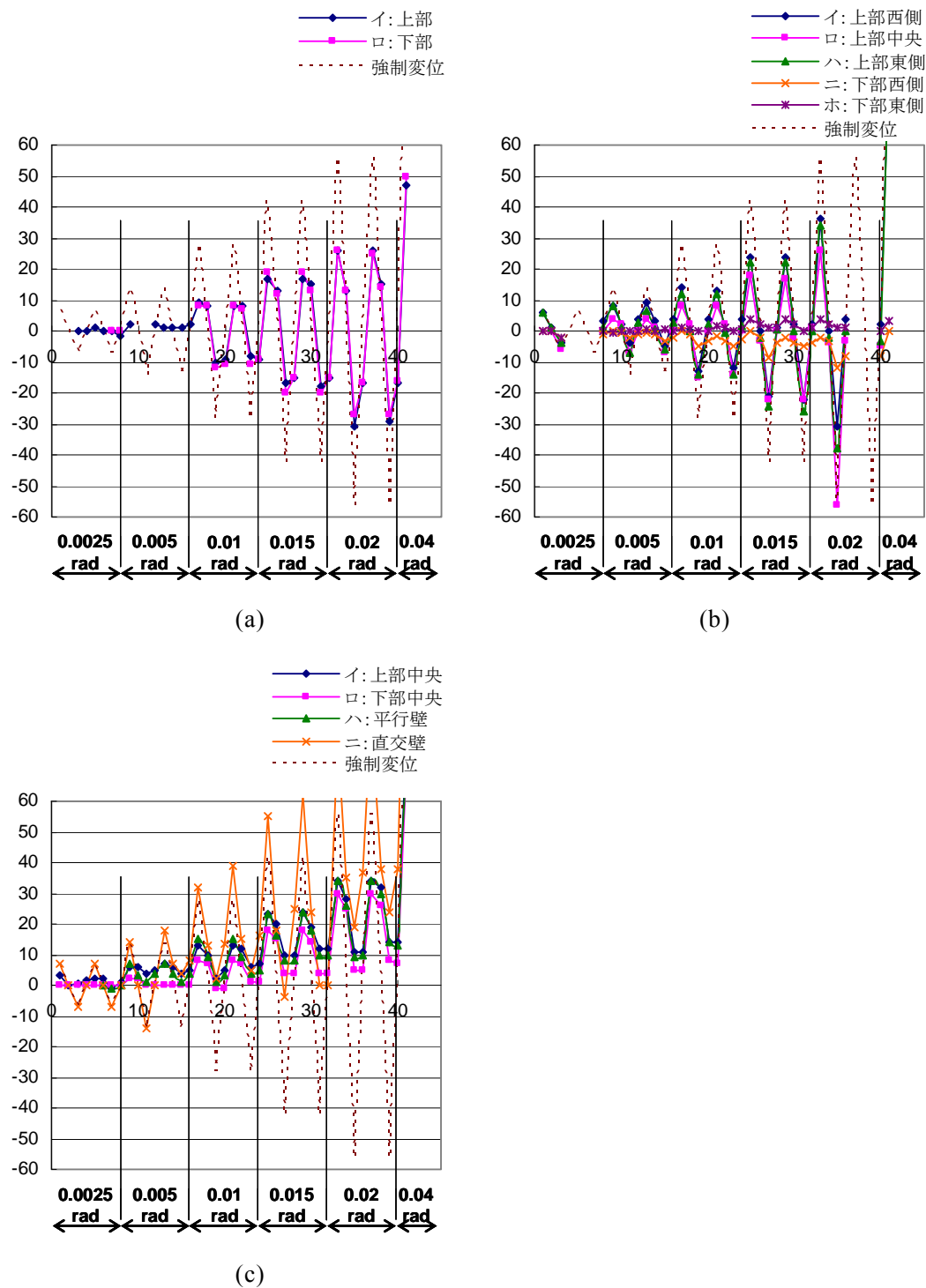


図 5.17 固定床に対するすべり量 ; (a)一般壁試験体 ; (b) 扉付き壁試験体 ;  
(c)L 字型壁試験体

### 5.5.5 石膏ボードのひずみ量

各試験体において、石膏ボードのひずみを計測した。計測位置（■）を図 5.18 に、載荷履歴に従って、部位ごとにまとめたひずみの絶対値の平均値をプロットしたものを図 5.19～20 に示す。

#### (1) 一般壁試験体（静的実験）

一般壁試験体においては、初期の段階から鉄骨柱と接触する四隅のひずみと上部中央のひずみが比較的大きく、損傷が少ない下部中央と中央部のひずみは小さい傾向にある。負担荷重が 50kN へ急激に増加する 0.02rad において、四隅のひずみは 300 $\mu$ 以上に増加する。最大荷重 80kN を保持する 0.04rad から 0.08rad までは四隅のひずみは 400 $\mu$ 程度を保持し、中央部のひずみも 200 $\mu$ 程度まで増加する。ボードが脱落した 0.1rad において、急激にひずみが増加する。

#### (2) 扉付き壁試験体（静的実験）

扉付き壁試験体においては、扉上部と鉄骨梁間の石膏ボードのひび割れが貫通する 0.015rad 以降、東側と西側の壁が別々に抵抗するため、東側および西側の四隅のひずみが大きくなる。最大荷重 40kN となる 0.02rad において、急激に西側および東側のひずみが増大する。最大荷重を保持する 0.04rad 以降、正載荷時には東側のボードが 40kN 負担し、負載荷時には西側のボードが 50kN 以上負担し、荷重負担の大きな西側の四隅のひずみが 1000 $\mu$ 以上、東側のひずみは 500 $\mu$ 程度である。まぐさ部は、初期段階でひび割れが発生するが、その後ひずみはほとんど増加しないため、水平抵抗に寄与していないと考えられる。損傷の少ない西側および東側中央部のひずみは、一般壁よりも初期の損傷進展が早いため、0.04rad から増加する傾向にあるが、最大で 300 $\mu$ 程度である。

#### (3) L 字型壁試験体（静的実験）

L 字型壁試験体においては、平行壁上部隅各部のひずみが初期の段階では小さいが、直交壁上部の石膏ボードが折れ始めた 0.015rad から急激に大きくなる。載荷方向が逆となってもひずみが一定であり、石膏ボードが面外に折れたまま戻らないことを示している。縦目地の全てにひび割れが生じ、負担荷重が最大となる 0.06rad において 900 $\mu$ と最大となる。また、直交壁上部隅角部および平行壁対角のひずみは正載荷時だけ増加しており、全体挙動においても、正載荷時しか荷重を負担していない現象と一致する。中央部のひずみは、平行壁、直交壁いずれに対しても小さい。

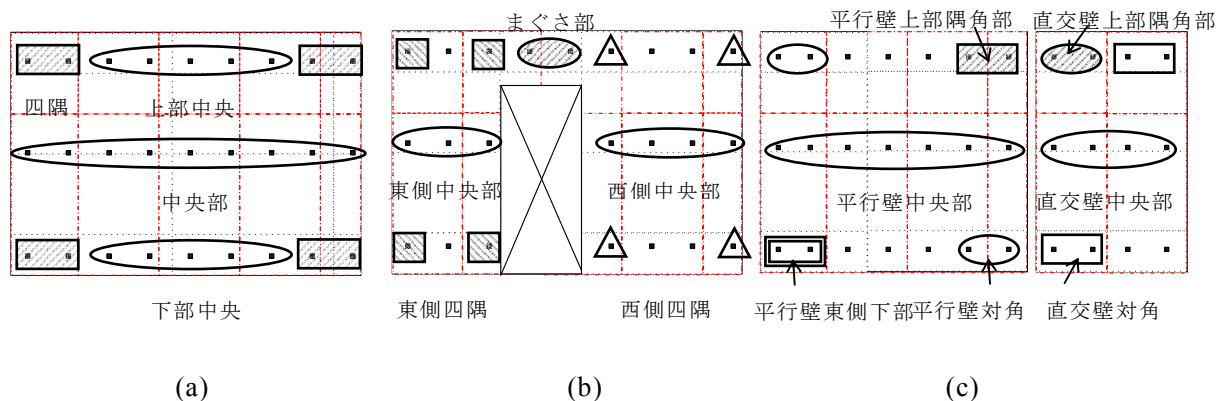


図 5.18 石膏ボードひずみ計測位置：(a)一般壁試験体；(b)扉付き壁試験体；  
(c)L 字型壁試験体

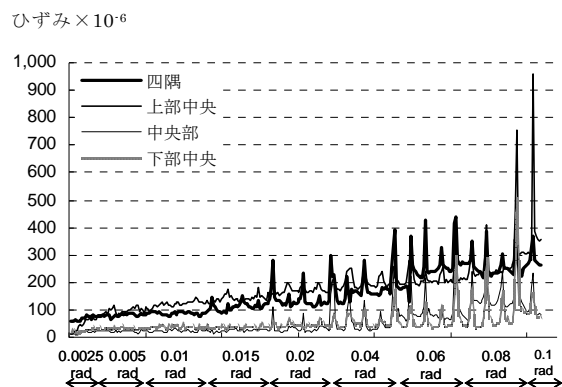


図 5.19 一般壁試験体のひずみ平均値

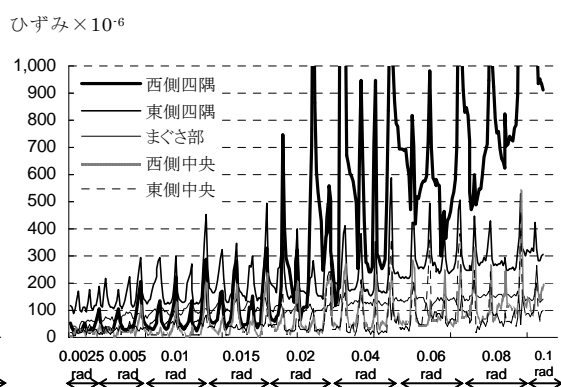
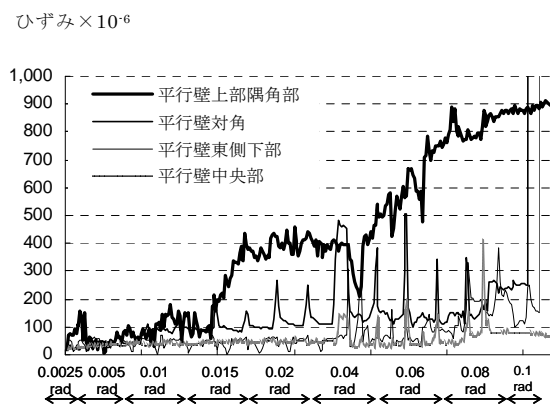
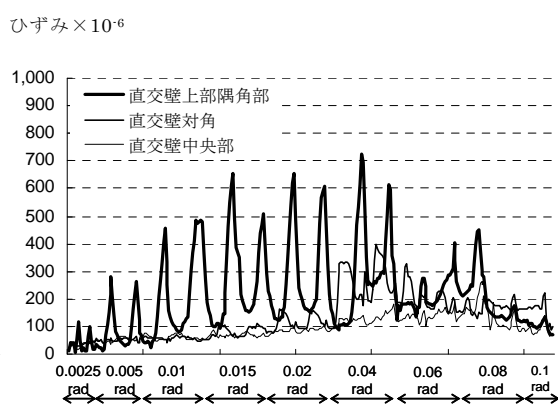


図 5.20 扉つき壁試験体のひずみ平均値



(a)



(b)

図 5.21 L 字型壁試験体のひずみ平均値：(a)平行壁；(b)直交壁

## 5.6 損傷と補修費用

表 5.5 に各試験体における層間変形角と補修項目、また、図 5.22 に各試験体における層間変形角－補修費用の関係を示す。縦軸は、各試験体の施工現場での初期設置費用（鋼製下地材、石膏ボード両面 2 重貼り、クロス仕上げ）に対する補修費用の比率である。実験における変形角ごとの試験体の損傷状況から、補修が必要となるクロス、石膏ボード、鋼製下地材、扉の面積を推定し、各材料に要する補修費用（撤去手間、新設費用、廃棄費用の合計）から間仕切り壁としての補修費用を算出した。既設の間仕切り壁全体を補修する場合、撤去に対する手間や、撤去した廃材の廃棄処分費が新たに発生するため、どの試験体においても、補修費用は初期設置費用に対して約 2 倍の費用を要する。

### (1) 一般壁試験体

一般壁試験体においては、変形角  $0.01\text{rad}$  までは損傷がほとんどないため補修は必要としない。変形角  $0.015\sim 0.04\text{rad}$  までは損傷の見られた石膏ボード四隅の補修を行うこととし、補修費用は初期設置費用に対して約 0.75 倍から約 1.1 倍である。変形角  $0.06\text{rad}$  では鋼製下地以外は全て、変形角  $0.08\text{rad}$  では全て取り替えとしたため、補修費用は初期設置費用に対して約 1.8 倍から約 2.1 倍である。

### (2) 扉付き壁試験体

扉付き壁試験体においては、変形角  $0.005\text{rad}$  までは損傷がほとんどないため補修を必要としない。変形角  $0.01\sim 0.02\text{rad}$  までは扉周囲及び四隅の損傷が見られる部位のみの補修とし、補修費用は初期設置費用に対して約 0.4 倍から約 0.8 倍である。変形角  $0.04\text{rad}$  以降は扉の取替えが必要となるため、補修費用は急増し、変形角  $0.06\text{rad}$  以降は壁、扉とも全て取り替えが必要となり、補修費用は初期設置費用に対して約 1.7 倍となる。なお扉付き試験体の初期設置費用は、一般壁試験体の約 1.7 倍であり、その総費用のうち約 50%が扉設置費用である。

### (3) L 字型壁試験体

L 字型壁試験体では、初期の段階からコーナー部に損傷が見られたため、変形角  $0.005\text{rad}$  で補修費用が生じる。変形角  $0.015\text{rad}$  までは、コーナー部の補修だけのため、補修費用は初期設置費用に対して約 0.4 倍である。変形角  $0.02\sim 0.04\text{rad}$  までは、コーナー部だけでなく直交壁の補修費用も発生し初期設置費用に対して約 0.8 倍である。変形角  $0.06\text{rad}$  では鋼製下地以外は全て、変形角  $0.08\text{rad}$  ではほぼ全て取り替えとしたため、補修費用は初期設置費用に対して約 1.8 倍から約 2.0 倍である。なお L 字型壁試験体の初期設置費用は、一般壁試験体に対し、壁面積に比例した約 1.2 倍である。

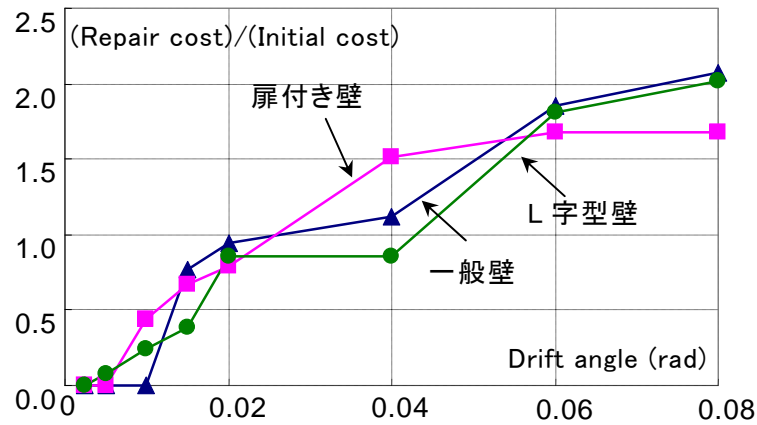


図 5.22 層間変形角と補修費用

全体的な傾向としては、補修が必要になると、それが部分的な補修にとどまっても初期設置費用の 0.5 倍前後の費用が発生し、石膏ボードとクロスだけの補修（変形角 0.02rad まで）で補修費用は初期設置費用とほぼ同等になる。変形角 0.04rad になると鋼製下地材まで補修する必要がある、補修費用は変形角 0.02～0.08rad まで線形的に増加する傾向にある。一般壁および L 字型壁は変形角 0.08rad、扉付き壁は変形角 0.06rad でほぼ全面的に取り替える必要がある、その補修費用は初期設置費用の約 2 倍となる。

初期設置費用に対する補修費用の比  $\alpha$  は下式で表せる。ここで、間仕切壁を新設する場合の間仕切壁面積を  $A_W$  m<sup>2</sup>、扉設置数を  $N_{DN}$  カ所とする。また、損傷後、石膏ボードの損傷面積（片面）を  $A_P$  m<sup>2</sup>、クロスの損傷面積（片面）を  $A_C$  m<sup>2</sup>、鋼製下地の本数を  $N_S$  本、扉の取替えを  $N_D$  カ所とする。

鋼製下地補修が必要ない場合

$$\alpha = \frac{2.8A_P + 2.4A_C + 14N_D}{1.4A_W + 12N_{DN}} \quad (5-1)$$

鋼製下地補修が必要な場合

$$\alpha = \frac{0.9A_P + 0.35A_C + 14N_D + 0.51N_S}{1.4A_W + 12N_{DN}} \quad (5-2)$$

鋼製下地補修が必要ない場合の方が、石膏ボードやクロスの補修効率が悪いいため、それぞれに係数は大きくなる。



表 5.5 各試験体における層間変形角と補修内容及び復旧費用の関係

初期費用			0.0025 (1/400)	0.005 (1/200)	0.01 (1/100)□	0.015 (1/66)	0.02 (1/50)	0.04 (1/25)□	0.06 (1/16)□	0.08 (1/12)□
一般 壁試験体	補修 内容	1.0 基準	不要	不要	不要	端部圧壊部分は、上貼のみ撤去の上ボード貼替 その際、下貼ボードのビス打ち直し 300mm×300 mm 程度	端部圧壊部分は、上貼、下貼共ボード撤去の上、貼替 600 mm×600 mm 程度	端部圧壊部分は、上貼、下貼共ボード撤去の上、貼替 1000 mm×1000 mm 程度	ボード全面撤去の上、貼替 下地目視の上、損傷部分は部分補修	下地、ボード共全面撤去の上新設
	費用		0	0	0	0.77	0.94	1.12	1.85	2.21
扉付き試験体	補修 内容	1.0 基準	不要	軽微な為、補修不要	ドア枠上部廻り、上貼ボードのみ部分的に撤去新設 300 mm×300mm 程度	ドア枠廻り A, C, B, D 部ボード破損部を上貼、下貼とも、撤去の上、貼替 G 部は面外方向のはらみのある部分を、部分的に撤去の上、上貼、下貼とも貼替え 600 mm×600 mm 程度	ドア枠廻り、及び周辺取合部分は全て、破損部分のボードを撤去し、上貼のみ、あるいは、上貼、下貼とも貼替え ドアノブの取替え要	ボード全面撤去の上、貼替え ドア、ドア枠とも取替	下地、ボードとも全面撤去の上新設 ドア、ドア枠とも取替	下地、ボードとも全面撤去の上新設 ドア、ドア枠共取替
	費用		0	0	0.43	0.67	0.79	1.52	1.84	1.84
L 字 型試験体	補修 内容	1.0 基準	不要	出隅部補修 ボードパテ補修の上クロス貼	入隅部、上貼ボードの圧壊部撤去の上貼替 (平行壁のみ) 出隅部、ボードパテ補修の上クロス貼	入隅部、上貼、下貼共ボード貼替 (平行、直交壁共) 圧壊部撤去の上貼替 出隅部、破損部分、上貼、下貼ボード共 (垂直壁) 貼替	直交壁 上貼ボード全面貼替 出隅、入隅部 ボード、下地共撤去の上新設要	出隅、入隅部 ボード、下地共撤去の上新設要 直交壁、上貼ボード全面貼替	出隅、入隅部 ボード、下地共撤去の上新設要 (ランナー補修を含む) ボードについては上貼、下貼共全面撤去の上新設	下地、ボード共撤去の上、平行壁は全面やり替え 直交壁はコーナー部のみ下地補修の上、ボード貼を全面貼替
	費用		0	0.06	0.24	0.39	0.85	0.85	1.81	1.97



## 5.7 まとめ

軽量鉄骨下地間仕切り壁がもつ耐震性能と損傷・破壊特性を把握するために、鋼製下地のみの試験体、一般壁試験体、扉つき試験体、L字型壁試験体に対し静的実大実験を、また、一般壁試験体に対し動的実大実験を実施した。実験から得られた損傷を詳細に観察し、層間変形角と損傷の関係をまとめ、実験から得られた荷重変形関係に基づいて、水平力に対して間仕切り壁が有する抵抗機構を示した。また、実験結果より層間変形角と補修費用の関係の定量化を試みた。本章から得られた主たる知見は下記の通りである。

- (1) 開口部、直交壁なしの軽量鉄骨下地間仕切り壁は、鋼製下地材のスタッドがランナー内を滑ることで建物の層間変形に追随するため、壁の損傷は両端のクリアランスの合計に依存し、クリアランス合計を壁の高さで除した変形角（本実験では  $0.01\text{rad}$ ）まではほとんど損傷しない。
- (2) 間仕切り壁は、柱や梁と接している部分に損傷が集中し、変形角が大きくなるに従い、石膏ボードの損傷が膨れから亀裂に進展し、端部の石膏ボードが脱落する。一般壁試験体では、変形角  $0.015\text{rad}$  にて石膏ボードに膨れが生じ、 $0.1\text{rad}$  にて石膏ボードが脱落した。
- (3) 扉付き壁試験体のように壁に扉がある場合は、扉の開口補強材とランナーが固定されているため、この部分で変形が拘束され、変形角  $0.005\text{rad}$  にて石膏ボードに膨れが生じ、一般壁試験体と比較して損傷が早期に進展した。
- (4) L字型壁試験体のように間仕切り壁に直交壁が取り付く場合は、壁のコーナー部において、平行壁側のスタッドに直交壁をビスで留めているためそれらの部分で変形が拘束され、変形角  $0.01\text{rad}$  にて石膏ボードに膨れが生じ、一般壁試験体と比較して損傷が早期に進展した。
- (5) 扉つき壁試験体においては、扉は、変形角  $0.005\text{rad}$  で、扉と扉枠との接触により開かなくなるが、変形を  $0$  に戻すと再び開閉できる。変形角  $0.02\text{rad}$  を超えると、錠前部分のラッチボルトが潰れてしまい、そのダボ効果で変形を  $0$  に戻しても開閉できなくなる。
- (6) 各試験体の静的実験における全体履歴では、ピンチング効果と剛性低下がみられる。また、1回目の載荷で石膏ボードに損傷が生じるため、2回目の載荷における最大荷重は1回目よりも小さくなる。一般壁試験体の静的実験と動的実験の結果を比較すると、損傷状況および全体挙動はほとんど変わらない。
- (7) 試験体は、コーナー部の石膏ボードと鉄骨柱、床梁、扉開口補強材等が接触し、石膏ボードがめり込み、圧縮束を形成することによって水平荷重に抵抗する。最

大荷重は、高さ 2.8m 幅 3.85m の壁に対して、一般壁試験体が 80kN、扉付き壁試験体が正載荷時に 40kN、負載荷時に 50kN で、その比率は圧縮束と水平方向のなす方向余弦の比率と概ね一致している。一般的に、大地震時に中低層構造物における 1 本の柱が負担するせん断力は 200kN～500kN 程度であり、それと比較すると間仕切り壁の耐力は大きい。

- (8) 間仕切り壁の補修費用は、全ての試験体において変形角 0.02rad に達すると初期設置費用と同等になる。その後、徐々に補修費用は上昇し、変形角 0.08rad において、初期設置費用の約 2 倍になる。地震時の非構造部材の層間変形角に対する損傷は建物の修復費用に大きな影響を与える。

## 第 5 章 参考文献

- 5.1) 彰国社編，見積チェックリスト，彰国社，2004.
- 5.2) 株式会社オクジュ，技術レポート（社内資料），1970.
- 5.3) 公共建築工事標準仕様書（建築工事編）平成 16 年版，公共建築協会，国土交通省営繕部監修，2004.
- 5.4) 国土交通省営繕部監修 建築工事監理指針（下巻） 平成 16 年版，（社）公共建築協会，2004.
- 5.5) 国土交通省営繕部監修 建築工事標準詳細図 平成 17 年版，（社）公共建築協会，2005.
- 5.6) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS26 内装工事，日本建築学会，2006.
- 5.7) 非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計施工要領（第 2 版），日本建築学会，2003.
- 5.8) 建築内装仕上工事標準施工要領書 平成 16 年度版，全国建設室内工事業協会，2004.
- 5.9) 日本建築構造技術者協会編 見落としてはならない非構造部材・設備と躯体との取合い，技法堂出版，2006.
- 5.10) 例えば，株式会社 日建設計，標準詳細図，2003.
- 5.11) 建築用鋼製下地材（壁・天井）JIS A 6517:2002，日本規格協会.

## 第 6 章 結論

兵庫県南部地震を代表とする大地震による被害の教訓を背景として、人命確保という大命題だけではなく、建築物の資産確保、とりわけ、機能性の確保、損傷の最小化、継続使用が重要視されているなか、建築物の資産確保を意識した性能設計においては、目標性能レベルに対する建築物の損傷を工学的指標の一つである“最大変形”を用いて精度よく推定することと、建築物の損傷に大きな影響を及ぼす最大変形そのものを制御することが設計の基本要件である。これら建築構造物の耐震設計を取り巻く現状と、性能設計の推進という視点から、本論文では、以下の 2 つの課題について、定量的な情報を提供することを目的とした。

- (1) 性能設計において、目標性能レベルに対する建築物の損傷状況を精度よく推定するための工学的指標の一つが最大変形であることを踏まえて、建築主に特別な経済的負担をかけることなく中低層鋼構造建築物の耐震性を向上させることができる構造形式として、筋かい構造に再度焦点をあてて、この構造を適切に設計するための事項を明らかにする。
- (2) 性能設計において、建築物の資産確保の中でも、とりわけ、機能性の確保、損傷の最小化、継続使用への要求に着目し、建築物の非構造部材、具体的には軽量鉄骨下地間仕切り壁の耐震性能を明らかにする。

上記の内容は、第 2 章から第 5 章にわたって詳述されており、2 章では、筋かい構造の特性と日本の建築基準法における筋かい構造の耐震設計法の特徴を、3 章では、大地震時における筋かいの細長比やせん断力分担率、構造特性係数が筋かい構造の弾塑性挙動に及ぼす影響を、4 章では、柱梁を全てピン接合とした筋かい構造の層間変形集中を、そして 5 章では、代表的な非構造部材である乾式間仕切り壁の耐震機能をそれぞれ論じた。本研究から得られた主たる知見は以下の通りである。

### 建築基準法における筋かい構造の耐震設計

建築基準法では、耐震設計の際に、筋かいの座屈強度に基づいて定めた許容応力度を用いて、大地震を想定した保有耐力計算を行っている。一方、鋼構造限界設計指針や諸外国の規準では、圧縮筋かいに対しては座屈後の耐力を用いる。従って、建築基準法で要求される骨組の耐力は、座屈耐力に影響を及ぼす筋かいの細長比の影響を受ける設計法となっている。また、筋かい構造に要求される耐力が、付帯する純ラーメン構造の塑性変形能力や、筋かいの細長比、筋かいのせん断力分担率によって細かく規定されているため、非常

に煩雑な設計法となっている。

以上により、日本の建築基準法で定められている筋かい構造に対する耐震設計法は煩雑なだけでなく、構造物全体および細長比の大きな筋かい材に要求される保有耐力が高いため、諸外国の基準と照らし合わせても、筋かい構造の設計手法をより簡便に評価する余地があると考えられる。

### 筋かいの細長比, せん断力分担率, 構造特性係数が筋かい構造の弾塑性挙動に与える影響

筋かい付き剛接ラーメン構造を対象として、日本の建築基準における極めて稀に発生する地震に相当する、50年超過確率10%となるBSE-1地震動に対して、構造特性係数 $D_s$ 、筋かいのせん断力分担率 $\beta$ 、筋かいの細長比 $\lambda$ が筋かい構造の弾塑性挙動に及ぼす影響を検討した。まず、3階建ての解析対象骨組に対し、等価1質点系に置換する方法を示し、等価1質点モデルにおいて、 $D_s$ 、 $\beta$ 、 $\lambda$ を変数として解析を行った。次に、等価1質点系モデルと3階建て骨組の応答結果を比較し、等価1質点系モデルを検証した。最後に、3階建ておよび6階建て骨組に対し、等価1質点系では必ずしも表現できない解析モデルについて検証を行った。

等価1質点系モデルを用いて、 $D_s$ が0.25～0.5、 $\beta$ が0.1～0.9、 $\lambda$ が40～140の範囲で検討した結果、純ラーメン構造で $D_s$ を0.25とした場合の層間変形角に対して、 $D_s$ 、 $\lambda$ 、 $\beta$ に係わらず、筋かい付き剛接ラーメン構造の層間変形角は0.3～1.0倍となり、筋かいが層間変形制御に有効であることを示した。また3階建てモデルと等価1質点系モデルを比較し、等価1質点系モデルへの置換方法が妥当であることを示した。

次に、3階建て及び6階建てモデルにおいて、各層で筋かいの分担率 $\beta$ 、および、細長比 $\lambda$ が異なるモデルを検討した。いずれのモデルに対しても、筋かいが $D_s$ 、 $\lambda$ 、 $\beta$ に係わらず、層間変形制御に有効であることを示した。また、3階建てモデルにおいて、一組の筋かいの耐力を引張耐力 $N_y$ と座屈後安定耐力に近い $0.3N_y$ の和である $1.3N_y$ として設計したモデルと、短期許容圧縮力 $N_c$ の2倍である $2N_c$ として設計したモデルを比較した結果、層間変形角はほぼ同じであるから、一般的に使用される細長比の範囲では、構造特性係数 $D_s$ を0.3として、一組の筋かいの耐力を $1.3N_y$ として断面を決定しても問題ないことを示した。

以上により、筋かい構造の構造特性係数 $D_s$ を0.3以上として設計すると、筋かいの細長比 $\lambda$  ( $\lambda=60\sim140$ )に関わらず、 $D_s$ を0.25として設計した純ラーメン構造よりも層間変形角は常に小さくなり、また、一組の筋かいの耐力を、引張筋かいの1.3倍の耐力として評価しても、層間変形角が増大する等の傾向はみられないことから、建築基準法に定められた筋かいの耐震設計手法の簡素化は十分可能であると判断できる。

## 柱梁接合部を全てピン接合とした筋かい構造の層間変形集中

筋かい構造の中でも、最もわかりやすく経済的な、長期荷重だけを支持する柱・梁と地震により生じるせん断力を全て負担する筋かいを組み合わせ、柱梁接合部を全てピン接合とした構造形式において、50年超過確率2%となるBSE-2地震動に対して、筋かい構造の鉛直荷重だけを支持する柱が、層間変形集中をどの程度緩和でき、崩壊に対してどの程度の抵抗力となるかを検討した。まず、3階建て筋かい構造に対して、柱の剛性と層間変形集中の関係を表わす解析解を示した。次に、時刻歴応答解析を用いてその結果が解析解と同じ傾向を示すか検証し、最後に、建物高さ、構造特性係数、筋かいの細長比が及ぼす影響を検討した。

鉛直荷重支持柱の層間変形集中緩和に対する効果を確かめるため、3階建て筋かい構造を簡略化したモデルに対して、鉛直荷重支持柱の筋かいに対するせん断剛性比と、層間変形集中の関係について解析解を示した。解析解では、1層目の柱脚がピン接合の場合、層間変形角が最大となるのは必ず1層目であり、柱の剛性比が高くなると層間変形集中係数は1.0に漸近するのに対し、柱脚が剛接合の場合、柱の剛性比が高くなると、層間変形角が最大となる層は、1層目から、2層目、3層目へと変化し、層間集中係数は1.4程度に漸近した。

3階建て筋かい構造に対して、1層目の柱脚をピン接合または剛接合として、BSE-2地震動を用いて時刻歴応答解析を行った。その結果、解析解と同様に、鉛直荷重支持柱が層間変形集中を緩和し、柱脚がピン接合と剛接合の場合で、柱の剛性により層間変形が最大となる層が異なることを示した。また、柱の強度は層間変形集中緩和には大きく影響しないことも示した。BSE-2地震動時の許容最大層間変形を4%とすると、3階建て筋かい構造の鉛直支持柱に要求される剛性、すなわち必要な柱本数は、 $A_i$ 分布に基づいて設計した筋かい構造に対して、柱脚が剛接合の場合は4本、柱脚がピン接合の場合はモデル1が20本であり、柱脚固定度が高いほうが、層間変形集中を緩和することができる。実際の筋かい構造には、鉛直荷重数本分に相当する剛接合の付帯柱があるため、最大層間変形角は4%程度となる。

6階建て筋かい構造においても、BSE-2地震動に対して、鉛直荷重支持柱は層間変形集中を制御する効果があり、3階建てモデルと比較すると、許容最大層間変形に対する必要な鉛直荷重支持柱の本数が少ないことを示した。次に、構造特性係数 $D_s$ の影響を確認するために、 $D_s$ を0.15,0.3,0.45として3階建てモデルに対して検討したところ、 $D_s$ が大きいほど最大層間変形は小さくなり、 $D_s$ が0.15では何十本の鉛直荷重支持柱を付加しても最大層間変形は5%以上となることを示した。最後に、筋かいの細長比 $\lambda$ の影響を確認するために、 $\lambda$ を60,100,140として3階建てモデルに対して検討したところ、鉛直荷重支持柱が少ない領域で

は、筋かい軸力が座屈後安定耐力に近づくため、 $\lambda$ による影響は少ないが、柱の本数が多くなると $\lambda$ が大きいほど最大層間変形は小さくなることを示した。

以上により、柱と梁をピン接合した多層の筋かい構造は、鉛直荷重支持柱と筋かいに剛接された付帯柱の付加的な剛性と耐力により、50年超過確率2%となる過大地震に対しても層間変形集中は起こらないとの結論を得た。

## 軽量鉄骨下地間仕切り壁の実大実験

軽量鉄骨下地間仕切り壁がもつ耐震性能と損傷・破壊特性を把握するために、鋼製下地のみの試験体、一般壁試験体、扉付き試験体、L字型壁試験体に対し静的実大実験を、また、一般壁試験体に対し動的実大実験を行い、損傷を詳細に観察し、層間変形角と損傷の関係をまとめ、実験から得られた荷重変形関係を元に、水平力に対する間仕切り壁の抵抗機構について示した。また、実験結果より層間変形角と補修費用の関係の定量化を試みた。

開口部、直交壁なしの軽量鉄骨下地間仕切り壁は、鋼製下地材のスタッドがランナー内を滑ることで建物の層間変形に追従するため、壁の損傷は両端のクリアランスの合計に依存し、クリアランス合計を壁の高さで除した変形角までほとんど損傷しないのに対し、扉付き壁試験体は、扉の開口補強材とランナーが固定されているため、また、L字型壁試験体は、壁のコーナー部において平行壁側のスタッドに直交壁をビスで留めているため、それらの部分で変形が拘束され、一般壁試験体と比較して損傷が早期に進展した。いずれの試験体においても、柱や梁と接している部分や変形が拘束されている部分に損傷が集中し、変形角が大きくなるに従い、石膏ボードの損傷が膨れから亀裂に進展し、端部の石膏ボードが脱落した。また、扉は、扉と扉枠が接触した状態では開かなくなり、変形が進むと、錠前部分のラッチボルトが潰れてしまい、そのダボ効果で開閉できなくなった。

各試験体の静的実験における全体履歴では、ピンチング効果と剛性低下がみられた。また、1回目の載荷で石膏ボードに損傷が生じるため、2回目の載荷における最大荷重は1回目よりも小さくなった。試験体は、コーナー部の石膏ボードと鉄骨柱、床梁、扉開口補強材等が接触し、石膏ボードがめり込み、圧縮束を形成することによって水平荷重に抵抗する。最大荷重は、一般壁試験体が80kN、扉付き壁試験体が正載荷時に40kN、負載荷時に50kNで、その比率は圧縮束と水平方向のなす方向余弦の比率と概ね一致した。また、一般壁試験体の静的実験と動的実験の結果を比較すると、損傷状況および全体挙動はほとんど変わらなかった。

間仕切り壁の補修費用は、全ての試験体において変形角0.02radに達すると初期設置費用と同等になり、その後、徐々に補修費用は上昇し、変形角0.08radにおいて、初期設置費用

の約 2 倍になる。地震時の非構造部材の層間変形角に対する損傷は建物の修復費用に大きな影響を与えることを示した。

以上、本研究では、耐震設計において常に直面する経済性を考慮し、中低層構造物の耐震性を向上させることができる筋かい構造に再度焦点をあて、この構造を簡便かつ適切に設計するための事項を明らかにした。また、耐震工学における重要な課題の一つである性能設計の構築に必要な非構造部材の耐震性能を詳細な実験情報に基づいて提供した。

## 謝辞

筆者は、兵庫県南部地震が起こった 1995 年に神戸大学を修了しました。その後、日建設計の構造設計部門にて構造設計に従事し、鋼構造についてもう少し深く学びたいと思いたち、2006 年 4 月に社会人特別選抜枠で京都大学大学院工学研究科博士後期課程の学生となり、京都大学防災研究所の中島・吹田研究室（後に中島・日高研究室）の一員として、研究を遂行いたしました。設計実務と研究の両立は想像以上に難しく、本論文をまとめるにあたり多数の方々から御指導、御支援をいただきました。ここに、心より感謝の意を表わします。

恩師である中島正愛先生（京都大学防災研究所教授）には、京都大学の学生として入学する機会を与えていただき、温かい励ましと懇切なご指導を賜りました。謹んで厚く御礼を申し上げます。今後とも、先生の教え子であることを誇りに、またそれに恥じないように、建築構造の分野を通して、社会に貢献していきたいと考えております。

井上一朗先生（京都大学教授）、林康裕先生（京都大学教授）には、論文審査を通じて貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表わします。

日高桃子先生（京都大学防災研究所準教授）には、研究室の学生の一人としてご指導を賜り、いつも温かく励ましていただきました。また、日本建築学会の外国関連基準評価検討 WG の委員として一緒に活動していただきました。謹んで厚く御礼を申し上げます。

吹田啓一郎先生（京都大学準教授）には、日本建築学会の外国関連基準評価検討 WG の主査として、貴重なご助言をいただきました。また、乾式間仕切り実大実験の計画および実施にあたって多大なご指導、ご支援をいただきました。謹んで厚く御礼を申し上げます。

多田元英先生（大阪大学教授）には、筋かい構造の等価 1 質点系のモデル化について貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表わします。

乾式間仕切り実大実験は、(独) 防災科学技術研究所が進める、「実大三次元振動破壊実験施設（Eーディフェンス）を活用した国内外共同モデル研究鉄骨造建物実験研究」の援助を受けて実施しました。また、実験の遂行にあたっては、株式会社オクジューの宇仁文彦氏、同・高岡昌史氏、同・東川弘之氏、同・川良剛氏から多くの助言をいただきました。ここに深く感謝の意を表わします。

最後に、本研究をまとめるにあたり、中島・日高研究室の皆さんには本当にお世話になりました。特に、JSPS 研究員として一緒に研究に携わって下さった王涛さん、紀曉東さんには大変お世話になりました。設計実務と研究を両立できたのは皆さんののおかげです。言葉では言い尽くせませんが、ここに、心より感謝の意を表わします。